



TUGAS AKHIR - RC14-1501

MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN BALE HINGGIL MENGGUNAKAN SISTEM STRUKTUR RANGKA BAJA BERPENGAKU EKSENTRIK (SRBE)

REZA NUROCHMAN WIJAYANA
NRP 3112 100 043

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC14-1501

STRUCTURE MODIFICATION OF BALE HINGGIL APARTMENT USING ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

REZA NUROCHMAN WIJAYANA
NRP 3112 100 043

Supervisor
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016

**MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN SISTEM STRUKTUR RANGKA BAJA
BERPENGAKU EKSENTRIK (SRBE)**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya**

**Oleh :
Reza Nurochman Wijayana
3112 100 043**

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

**Dosen Pembimbing :
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. (.....)
NIP. 197301281998021002**



**SURABAYA
JULI 2016**

MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN BALE HINGGIL MENGUNAKAN SISTEM STRUKTUR RANGKA BRESING EKSENTRIS (SRBE)

Nama Mahasiswa : Reza Nurochman Wijayana
NRP : 3112 100 043
Jurusan : Teknik Sipil, FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

ABSTRAK

Indonesia secara geografis termasuk dalam kawasan “Ring of Fire” yang memiliki intensitas bencana gempa bumi yang cukup tinggi, salah satu alternatif dalam merancang bangunan gedung tahan gempa adalah dengan menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik. Sistem Struktur Rangka Baja Berengaku Eksentrik (SRBE) merupakan salah satu sistem struktur penahan gempa yang paling efektif untuk digunakan di daerah rawan gempa seperti kota Padang. Kelebihan sistem ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada link pendek. Link adalah bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing. SRBE merupakan suatu sistem struktur rangka baja tahan gempa yang mempunyai kekakuan elastik yang sangat baik (excellent elastic stiffness) dibawah pembebanan lateral, mempunyai daktilitas yang bagus (good ductility) di bawah beban gempa besar, kemampuan menyerap energi dan konsisten tanpa terjadi pengurangan kekakuan sampai sejumlah putaran (cycle) yang cukup tinggi. Pada perhitungan struktur gedung dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726-2012, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1729-2015, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung SNI 1727-2013. Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu tebal pelat bondeks 9 cm, dimensi balok induk apartement WF 450×300×11×18, dimensi bresing WF 400×400×15×15, dimensi kolom lantai 1-5 komposit CFT 800×800×30, lantai 6-10 komposit CFT 750×750×30, lantai 11-15 komposit CFT 700×700×30, panjang elemen link direncanakan 100 cm dengan dimensi balok link arah x WF 600×300×12×20 dan dimensi balok link arah y WF 700×300×15×28. Perencanaan pondasi

menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 60 cm dengan kedalaman 30 m. Sloof ukuran 40 cm × 60 cm dengan tulangan utama 8D22 dan tulangan geser Ø12-200.

Kata kunci : Link, Plastifikasi, Sistem Rangka Bresing Eksentris.

STRUCTURE MODIFICATION OF BALE HINGGIL APARTEMEN WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

Name : Reza Nurochman Wijayana
NRP : 3112 100 043
Major : Civil Engineering, FTSP - ITS
Supervisor : Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

ABSTRACT

Indonesia is geographically located in high density level of earthquake disaster, one of the alternatives in designing seismic building is to use Eccentrically Braced Frame. Eccentric-based Steel Frame Structure System (SRBE) is one of the most effective structural system to retain the earthquake for earthquake prone areas such as the city of Padang. This system has a good ductility structure with sliding mechanism that occurs in a short link. Link is part of the structural elements of the beam formed by the intersection of the beam and bracing. SRBE is a system of steel frame structure earthquake-resistant having stiffness elastic very good (excellent elastic stiffness) under load lateral, has a ductility good (good ductility) under the burden of a large earthquake, the ability to absorb energy and consistently without a reduction in rigidity to a number of rounds (cycle) is quite high. The Measurement of this building structure by using Eccentrically Braced Frame refers to Resisting Planning Standard from Earthquake for building structure SNI 1726-2012, The Procedure of Steel Structure Planning for building structure SNI 1729-2015, and Indonesia Load Rule of SNI 1727-2013. Based on the analysis and the result of measurement, the researcher found that the thickness of bondeks plate is 9 cm, the apartment main beam dimension WF450×300×11×18, the bracing dimension WF400×400×15, column dimension of the 1st-5th floor composite Concrete Filled Tube (CFT) 800×800×30, the 6th-10th floor CFT 750×750×30, 11th-15th floor CFT composite 700×700×30, the length of link element in the planning is 100 cm with the x direction link beam dimension WF 600×300×12×20 and y direction link beam dimension WF 700×300×15×28. The Foundation to use planned use pile of precast concrete with 60 cm diameter and 30 m depth. The

dimension of Sloof is $40\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ with the main reinforcement 8D22 and shear reinforcement $\emptyset 12$ -200.

Keyword : Eccentrically Braced Frame System, Inelastic Mechanism, Link

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum wr. wb.

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam yang selalu tercurah kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW sehingga penulis dapat menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul **“Modifikasi Struktur Apartemen Bale Hinggil Menggunakan Sistem Struktur Rangka Baja Berpengaku Eksentrik (SRBE)”**.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Kedua orang tua dan keluarga tercinta yang selalu memberikan dukungan baik doa dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan, petunjuk, dan motivasi kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini
3. Bapak Dr. techn Pujo Aji, ST., MT. selaku Dosen Wali kami
4. Seluruh Dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan
5. Kepada Dessy Puspa Sari yang selalu mendoakan dan menyemangati dalam menyelesaikan tugas akhir ini
6. Nibras Fuadi Muwwaqor, Ilham Ja'far Rabbani, dan Dawami Burhan Sidqi yang terus membantu dan menolong ketika penulis dalam keadaan sempit.
7. Teman-teman DORO CS, Asrama SDM IPTEK dan Kontrakan Magetan yang terus memberikan dukungan dan masalah yang membuat hari-hari tidak membosankan.

8. Teman-teman Teknik Sipil S-55 yang terus mendukung dan memberikan semangat dalam penyelesaian Proposal Tugas Akhir ini
9. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
10. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Proposal Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Surabaya, Juli 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
ABSTRAK	iv
ABSTRACT.....	vi
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR GAMBAR.....	xvi
DAFTAR TABEL.....	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.2.1 Permasalahan Utama.....	3
1.2.2 Detail Permasalahan.....	3
1.3. Tujuan	3
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Detail Tujuan.....	4
1.4. Batasan Masalah.....	4
1.5. Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1. Umum.....	7
2.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	7
2.3. Struktur Rangka Baja Eksentrik	8
2.4. Elemen <i>Link</i>	10
2.5. Pengaruh Panjang <i>Link</i>	11
2.6. <i>Steel Floor Deck</i>	13
2.7. Sambungan	13
2.8. Pondasi	15

BAB III METODOLOGI 19

3.1.	Langkah – Langkah Modifikasi Struktur Gedung Bale Hinggil	19
3.2.	Studi Literatur	20
3.3.	<i>Variabel Design</i>	21
3.4.	<i>Preliminary Design</i>	21
3.5.	Analisis Pembebanan	22
3.5.1.	Beban Mati	22
3.5.2.	Beban Hidup	23
3.5.3.	Beban Angin	23
3.5.4.	Beban Gempa.....	24
3.5.5.	Kombinasi Pembebanan.....	30
3.6.	Konsep Perencanaan Struktur Baja	31
3.6.1.	Desain Balok.....	31
3.6.2.	Desain Kolom	35
3.6.3.	Desain Balok – Kolom.....	36
3.6.4.	Desain Elemen <i>Link</i>	39
3.6.4.1.	Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	39
3.6.4.2.	Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	40
3.6.4.3.	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	40
3.7.	Sambungan.....	41
3.8.	Pondasi.....	41
3.8.1.	Perencanaan Tiang Pancang.....	42
3.8.2.	Perencanaan <i>Poer</i>	44
3.9.	Menyusun Gambar Rencana	47

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER 49

4.1.	Perencanaan Pelat Lantai	49
4.1.1.	Perencanaan Pelat Lantai Atap.....	49
4.1.2.	Perencanaan Pelat Lantai Apartemen	51
4.2.	Perencanaan Balok Anak	52
4.2.1.	Balok Anak Lantai Atap	52
4.2.2.	Balok Anak Lantai Perkantoran	56
4.3.	Perencanaan Balok Penggantung <i>Lift 2Car</i>	60
4.3.1.	Spesifikasi <i>Lift</i>	60
4.3.2.	Rencana Balok Penggantung Lift.....	61

4.4.	Perencanaan Tangga dan Bordes	66
4.4.1.	Perencanaan Tangga.....	66
4.4.2.	Perencanaan Pengaku Anak Tangga.....	68
4.4.3.	Perencanaan Bordes	71
4.4.3.1.	Pelat Bordes	71
4.4.3.2.	Perencanaan Balok Bordes	72
4.4.4.	Balok Utama Tangga.....	75
4.4.5.	Balok Penumpu Tangga	82

BAB V PERMODELAN STRUKTUR 87

5.1.	Permodelan Struktur	87
5.2.	Pembebanan Struktur Utama	88
5.2.1.	Berat Total Bangunan.....	90
5.2.2.	Kombinasi Pembebanan	91
5.3.	Pembebanan Gempa Dinamis	91
5.3.1.	Permodelan Pelat Sebagai Diafragma	91
5.3.2.	Arah Pembebanan	91
5.3.3.	Parameter Respon Spektrum Rencana.....	92
5.3.4.	Faktor Reduksi Gempa (R).....	93
5.3.5.	Faktor Keutamaan	94
5.4.	Analisis Struktur	94
5.4.1.	Kontrol Permodelan Struktur	95
5.4.2.	Kontrol Partisipasi Massa.....	97
5.4.3.	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamenral	98
5.4.4.	Kontrol Nilai Akhir Spektrum.....	99
5.4.5.	Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	102

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER 105

6.1.	Analisis Struktur	105
6.2.	Perencanaan Elemen Struktur Primer	105
6.2.1.	Balok Induk.....	105
6.2.1.1.	Balok Induk Memanjang (Arah X).....	105
6.2.1.2.	Balok Induk Melintang (Arah Y)	107
6.2.2.	Balok <i>Link</i> SRBE	110
6.2.2.1.	Balok <i>Link</i> SRBE Memanjang	110
6.2.2.2.	Pengaku <i>Link</i> Memanjang (Arah X).....	113

6.2.2.3. Balok <i>Link</i> SRBE Melintang (Arah Y) ..	113
6.2.2.4. Pengaku <i>Link</i> Memanjang (Arah Y).....	116
6.2.3. Balok Di Luar <i>Link</i> SRBE	117
6.2.3.1. Balok Di Luar <i>Link</i> Arah X.....	117
6.2.3.2. Balok Di Luar <i>Link</i> Arah Y.....	119
6.2.4. <i>Bressing</i> WF 400.400.15.15.....	122
6.2.4.1. <i>Bressing</i> Arah X.....	122
6.2.4.2. <i>Bressing</i> Arah Y.....	124
6.2.5. Kolom.....	127
6.2.5.1. Kolom Lantai 1-5	127
BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN.....	133
7.1. Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	133
7.2. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	135
7.3. Sambungan Balok penumpu Tangga dengan Kolom.....	137
7.4. Sambungan Kolom dengan Kolom.....	139
7.5. Sambungan Balok dengan Kolom	143
7.6. Sambungan Batang Bresing	146
7.7. Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	149
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH.....	157
8.1 Umum	157
8.2 Data Tanah	157
8.3 Perencanaan Pondasi	157
8.4 Daya Dukung Tanah	158
8.4.1 Daya Dukung tanah Tiang Pancang Tunggal	158
8.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok.....	160
8.4.3 Repetisi Beban-Beban Di Atas Tiang Kelompok.....	160
8.5 Perhitungan Pondasi Tipe PC6.....	161
8.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang.....	161
8.5.2 Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok.....	162
8.5.3 Perencanaan <i>Poer</i> Pada Kolom.....	163

8.5.4	Kontrol Geser <i>Pons</i>	163
8.5.4.1	Akibat Kolom.....	163
8.5.4.2	Akibat Pancang	165
8.5.5	Penulangan <i>Poer</i>	167
8.6	Perhitungan Pondasi Tipe PC5	170
8.6.1	Daya Dukung Satu Tiang Pancang	170
8.6.2	Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok.....	171
8.6.3	Perencanaan <i>Poer</i> Pada Kolom	171
8.6.4	Kontrol Geser <i>Pons</i>	172
8.5.4.1	Akibat Kolom.....	172
8.5.4.2	Akibat Pancang	174
8.6.5	Penulangan <i>Poer</i>	175
8.7	Perencanaan Kolom Pedestal.....	178
8.8	Perencanaan <i>Sloof</i> Pondasi	180
BAB IX PENUTUP		185
9.1	Kesimpulan.....	186
9.2	Saran.....	187
DAFTAR PUSTAKA		189
LAMPIRAN		
BIOGRAFI PENULIS		

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1	Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung	22
Tabel 3. 2	Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung	23
Tabel 3. 3	Koefisien Situs Fa	26
Tabel 3. 4	Koefisien Situs Fv	26
Tabel 3. 5	Klasifikasi Situs	27
Tabel 3. 6	Kategori Resiko Gedung Dan.....	28
Tabel 3. 7	Faktor Keutamaan Gedung.....	28
Tabel 3. 8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan	28
Tabel 3. 9	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter	29
Tabel 5.1	Tabel Perhitungn N Rata-rata.....	90
Tabel 5.2	Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak).....	92
Tabel 5.3	Perhitungan Beban Bangunan	95
Tabel 5.4	Rasio Partisipasi Massa.....	97
Tabel 5.5	Perioda dan Frekuensi Struktur	98
Tabel 5.6	Reaksi Dasar Struktur	100
Tabel 5.7	Gaya Geser Dasar Beban Gempa	101
Tabel 5.8	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa dengan Perbesaran	102
Tabel 5.9	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X.....	103
Tabel 5.10	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y.....	103
Tabel 8.1	Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Pondasi Tipe PC6.....	162
Tabel 8.2	Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Pondasi Tipe PC5.....	171

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Konfigurasi <i>Eccentrically Braced Frames</i>8
Gambar 2.2	Perbandingan Perilaku Tiga Sistem Struktur Baja Penahan Gempa 9
Gambar 2.3	<i>Eccentrically Braced Frames</i> (SRBE) 10
Gambar 2.4	Gaya yang bekerja pada link 11
Gambar 2.5	Variasi kekakuan Elastis Terhadap Variasi e/L pada Dua Konfigurasi SRBE. 12
Gambar 2.6	Klasifikasi <i>Link</i> Berdasarkan Ukuran Panjang <i>Link</i> 12
Gambar 2.7	Jenis Pondasi Dangkal..... 17
Gambar 2.8	Jenis Pondasi Dalam 18
Gambar 3.1	Alur Perencanaan Struktur Baja 20
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang..... 25
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang 25
Gambar 3.4	Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung- Ujung Ideal 38
Gambar 3.5	Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang 39
Gambar 3.6	Kontrol Geser <i>Pons</i> Pada <i>Poer</i> Akibat Beban Kolom 45
Gambar 3.7	Kontrol Geser <i>Pons</i> Pada <i>Poer</i> Akibat Tiang Pancang..... 46
Gambar 4.1	Denah Pelat Lantai Atap 49
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap 50
Gambar 4.3	Denah Pelat Lantai Apartemen..... 51
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Partemen 52
Gambar 4.5	Denah Balok Lantai Atap 53

Gambar 4.6	Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i>	55
Gambar 4.7	Denah Balok Lantai Perkantoran.....	57
Gambar 4.8	Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i>	59
Gambar 4.9	<i>Lift</i>	61
Gambar 4.10	<i>Hoistway Section</i>	61
Gambar 4.11	Model Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i>	63
Gambar 4.12	Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i>	64
Gambar 4.13	Denah Tangga	67
Gambar 4.14	Pelat Anak Tangga	67
Gambar 4.15	Model Pembebanan Pelat Tangga	69
Gambar 4.16	Denah Bordes.....	71
Gambar 4.17	Model Pembebanan Balok Utama Tangga	76
Gambar 4.18	Bidang M Balok Tangga	78
Gambar 4.19	Bidang D Balok Tangga	79
Gambar 4.20	Bidang N Balok Tangga	80
Gambar 4.21	Analisa Ledutan Balok Utama Tangga.....	82
Gambar 4.22	Pembebanan Balok Penumpu Tangga	83
Gambar 4.23	Posisi Ma, Mb, Mc, dan Mmax	85
Gambar 4.24	Analisa Ledutan Balok Penumpu Tangga	86
Gambar 4.25	Defleksi Hasil SAP2000	86
Gambar 5.1	Denah Struktur Apartemen Bale Hinggil	87
Gambar 5.2	Permodelan Apartemen Bale Hinggil.....	88
Gambar 5.3	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Padang	93
Gambar 5.4	Permodelan Apartemen Bale Hinggil.....	95
Gambar 5.5	Hasil <i>Output</i> SAP2000 <i>Base Reaction</i>	96
Gambar 6.1	Gaya Dalam Balok Induk Arah X	105
Gambar 6.2	Gaya Dalam Balok Induk Arah Y	108
Gambar 6.3	Elemen <i>Link</i> Arah X	110
Gambar 6.4	Gaya Dalam <i>Link</i> Arah X.....	111

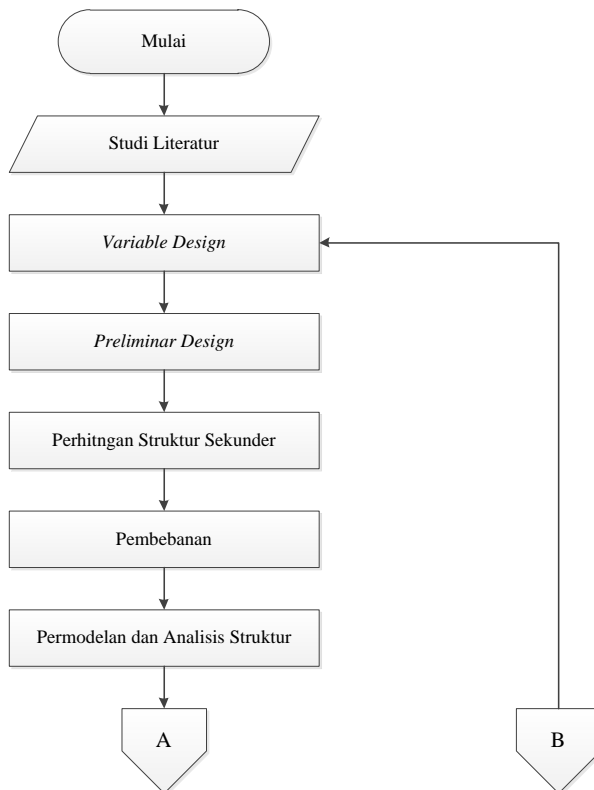
Gambar 6.5	Elemen <i>Link</i> Arah Y	113
Gambar 6.6	Gaya Dalam <i>Link</i> Arah Y.....	114
Gambar 6.7	Elemen Balok Di Luar <i>Link</i> Arah X.....	117
Gambar 6.8	Elemen Balok Di Luar <i>Link</i> Arah Y.....	119
Gambar 6.9	Penampang Kolom Komposit CFT 800×800×30×30.....	128
Gambar 7.1	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	133
Gambar 7.2	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	136
Gambar 7.3	Sambungan Balok penumpu Tangga dengan Kolom.....	138
Gambar 7.4	Sambungan Kolom dengan Kolom	140
Gambar 7.5	Sambungan Kolom dengan Kolom	141
Gambar 7.6	Sambungan Balok dengan Kolom	143
Gambar 7.7	Sambungan Bresing Dengan Pelat Buhul.....	147
Gambar 7.8	Arah Beban Sumbu X pada <i>Base Plate</i>	152
Gambar 7.9	Arah Beban Sumbu Y pada <i>Base Plate</i>	153
Gambar 7.10	Tampak Samping Sambungan <i>Base Plate</i> dengan Kolom dan Pedestal	156
Gambar 7.11	Tampak Atas Sambungan <i>Base Plate</i> dengan Kolom dan Pedestal	156
Gambar 8.1	Pondasi Tiang Pancang Tipe PC6	162
Gambar 8.2	Geser <i>Pons</i> Akibat Kolom Tipe PC6.....	164
Gambar 8.3	Geser <i>Pons</i> Akibat Tiang Pancang Tipe PC6	166
Gambar 8.4	Analisa <i>Poer</i> sebagai Balok Kantilever Tipe PC6	167
Gambar 8.5	Pembebanan <i>Poer</i> Kolom (Arah Sumbu X) Tipe PC6	167

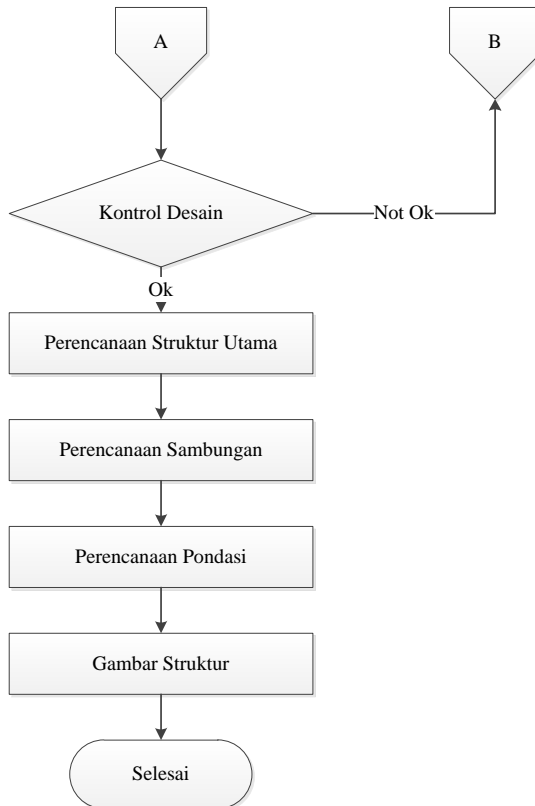
Gambar 8.6	Pembebanan <i>Poer</i> Kolom (Arah Sumbu Y) Tipe PC6	168
Gambar 8.7	Pondasi Tiang Pancang Tipe PC5	170
Gambar 8.8	Geser <i>Pons</i> Akibat Kolom Tipe PC5.....	172
Gambar 8.9	Geser <i>Pons</i> Akibat Tiang Pancang Tipe PC5	174
Gambar 8.10	Analisa <i>Poer</i> sebagai Balok Kantilever Tipe PC5	175
Gambar 8.11	Pembebanan <i>Poer</i> Kolom (Arah Sumbu X) Tipe PC5	175
Gambar 8.12	Pembebanan <i>Poer</i> Kolom (Arah Sumbu Y) Tipe PC5	177
Gambar 8.13	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col	179
Gambar 8.14	Penulangan Kolom Pedestal.....	180

BAB III METODOLOGI

3.1 Langkah – Langkah Modifikasi Struktur Gedung Bale Hinggil

Dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik (SRBE). Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan-tahapan sebagai berikut:





Gambar 3.1 Alur Perencanaan Struktur Baja.

3.2 Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015).

2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013).
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung dan Non-Gedung (SNI 03-1726-2012).
4. Beban Minimum untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1727-2013).
5. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983

3.3 *Variabel Design*

Pada tugas akhir ini struktur atas direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik (SRBE) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang pancang. Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja *Inverted-V* SRBE, hal ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah full moment connection pada kolom.

3.4 *Preliminary Design*

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem SRBE yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

Sebelum Modifikasi

- Nama Gedung : Apartemen Bale Hinggil
- Lokasi : Jln. Dr. Ir. H. Soekarno Merr Ilc
Surabaya
- Fungsi : Apartemen (Hunian)
- Struktur Utama : Beton Bertulang Konvensional
- Jumlah Lantai : 31 Lantai (107 m)
- Luas Lahan : 5.254 m²

Rencana Modifikasi

- Nama Gedung : Apartemen Bale Hinggil
- Lokasi Rencana : Padang

- Fungsi : Apartemen
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frame* (SRBE)
- Jumlah Lantai : 15 Lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material

- Profil Kolom : Profil CFT (BJ 41)
- Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 41)
- Data tanah : Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.5 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan *finishing*, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll

Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0,48) ^l	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96) ^m	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang Publik dan oridor yang melayani mereka	100 (4,79)	

(Sumber: SNI 1727 2013)

3.5.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angina hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang- bidang yang ditinjau. Besarnya beban akibat angin dinyatakan dalam kg/m^2 (PPIUG 1983 Pasal 4.2).

- a. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2
- b. Tekanan tiup dilaut dan ditepi laut sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2
- c. Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan - kecepatan angina yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang besar daripada yang ditentukan dalam ketentuan a,b, maka tekanan tiup (p) harus dihitung sebagai berikut:

$$p = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

Dimana:

p = tekanan tiup angin kg/m^2

- d. Beban angin yang digunakan pada desain SPBAU untuk bangunan gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh belih kecil dari 16 lb/ft^2 ($0,77 \text{ kN/m}^2$) dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 8 lb/ft^2 ($0,38 \text{ kN/m}^2$) dikalikan dengan luas atap bangunan gedung terproyeksi ke bidang vertical tegak lurus terhadap arah angina yang diasumsikan(SNI 1727-2013).

3.5.4 Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T = 0,2$ detik dan gempa dengan periode $T = 1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter- parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang

Gambar 3. 3 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun (Sumber: SNI 03-1726-2012).

b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3.3 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 6.2.)

Tabel 3.4 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SB	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 6.2.)

c. Menghitung SMS dan SMI

SMS dan SMI (parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$SMS = F_a.SS \quad (3.2)$$

$$SMI = F_v.S_1 \quad (3.3)$$

d. Menghitung Parameter Percepatan Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, SDS dan periode 1 detik SDI harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$SDS = 2/2 SMS \quad (3.4)$$

$$SDI = 2/3 SM1 \quad (3.5)$$

e. Spektrum respons desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.6)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan SDS

Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

Sesuai Pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test pentrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser nilai rata-rata.

Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{cs}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 5.3.)

Sesuai Pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan.

Tabel 3.6 Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukkan untuk fasilitas penting	IV

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1.)

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1)

f. Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{DH}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DH} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{DH} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DH} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DH}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5)

g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa

Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(T \frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1 detik

$S1$ = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = periode struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai Pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_v \times V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.15)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = periode struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

K = eksponen yang terkait dengan periode struktur

Sesuai Pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (3.16)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1729-2012

Pasal 4.2 dengan kombinasi sebagai berikut:

$$1. 1,4D \quad (3.17)$$

$$2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (L \text{ atau } R) \quad (3.18)$$

$$3. 1,2D + 1,6 (L \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \quad (3.19)$$

$$4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L \text{ atau } R) \quad (3.20)$$

$$5. 1,2D + 1,0E + L \quad (3.21)$$

$$6. 0,9D + 1,0W \quad (3.22)$$

$$7. 0,9D + 1,0E \quad (3.23)$$

3.6 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.6.1 Desain Balok

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\phi_m M_n > M_u \quad (3.24)$$

$$\phi_s V_n > V_u \quad (3.25)$$

Dengan ϕ_m adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_s adalah faktor reduksi geser yang nilainya sebesar 0,9. Pada perencanaan elemen balok, gaya- gaya luar yang bekerja diperbesar dengan 1,1 kali dan nilainya harus lebih besar atau sama dengan 1,1 Ry Vn.e/2 (untuk lentur) dan 1,1 Ry Vn (untuk geser). Nilai geser dan momen (Vu dan Mu) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan- persamaan tersebut.

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal- hal sebagai berikut:

a. Cek terhadap kelangsingan penampang sayap (*flange*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3.26)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.27)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.28)$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h-2(tf+r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \quad (3.29)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.30)$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.31)$$

Jika $\lambda > \lambda_r$, maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

- λ = faktor kelangsingan penampang
- C = batas kelangsingan untuk penampang kompak
- h = tinggi penampang
- bf = lebar sayap
- tw = tebal badan
- tf = tebal sayap
- fy = tegangan leleh baja
- r = jari-jari kelengkungan
- λ_r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak
- fr = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.32)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y \quad (3.33)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right) \quad (3.34)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y \quad (3.35)$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \quad (3.36)$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.37)$$

Keterangan:

Mn = momen nominal

Mr = momen batas tekuk

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.38)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (3.39)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{G.J.E.A}{2}} \quad (3.40)$$

$$x_2 = \frac{4.C_w}{I_y} \left(\frac{s_x}{G.J} \right)^2 \quad (3.41)$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2 \quad (3.42)$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.43)$$

$$C_b = \frac{12.5.M_{maks}}{2.5.M_{maks} + 3.M_a + 4.M_b + 3.M_c} \leq M_p \quad (3.44)$$

Keterangan:

C_b	= koefisien pengali momen tekuk lateral
M_{maks}	= harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).
L_b	= panjang bentang antara dua pengaku lateral
L_p	= panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis
L_r	= panjang bentang minimum balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral
M_A	= momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b
M_B	= momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b
M_C	= momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b
E	= Modulus elastisitas baja
r_y	= jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)
G	= Modulus geser baja
J	= konstanta punter torsi

x_1, x_2 = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

C_w = kostanta warping penampang

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}} \quad (3.45)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen kritis terhadap tekuk lateral

d. Cek nominal geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.46)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w \quad (3.47)$$

- Pelat badan menekuk inelastic (Inelastic Buckling)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.48)$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (3.49)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,9 \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.50)$$

Kontrol kuat geser rencana:

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.51)$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

a = jarak pengaku vertikal plat badan

h = tinggi penampang

e. Kontrol kuat tarik

- Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g \quad (3.52)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9 \quad (3.53)$$

- Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g \quad (3.54)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7 \quad (3.55)$$

3.6.2 Desain Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat:

$$N_u \leq \phi N_n \rightarrow \phi = 0,85 \quad (3.56)$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (3.57)$$

- Kontrol elemen penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}; \lambda_p = \frac{250}{\sqrt{f_y}} \quad (3.58)$$

$$\lambda < \lambda_r = \text{penampang tidak langsing}$$

$$\lambda < \lambda_r = \text{penampang langsing}$$

- Kontrol elemen penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}; \lambda_p = \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (3.59)$$

$$\lambda < \lambda_r = \text{penampang tidak langsing}$$

$$\lambda < \lambda_r = \text{penampang langsing}$$

- Kelangsingan komponen struktur

- Kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

- Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_r = \frac{L_k}{i} \leq 200 \rightarrow L_k = k_c \cdot L \quad (3.60)$$

- Cek terhadap tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.61)$$

- Ketentuan untuk nilai λ_c

Tabel 3.10 Mencari Nilai ω

$\lambda_c \leq 0,25$	$\omega = 1$
$0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2$	$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$
$\lambda_c \geq 0,25$	$\omega = 1,25\lambda_c^2$

(Sumber: SNI-03-1729-2002)

- Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung ujungnya (kekakuan baloknya)

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\Sigma \left(\frac{I}{L} \right)_b} \quad (3.62)$$

Keterangan:

Ic = Momen inersia kolom

Lc = Panjang kolom

Ib = Momen inersia balok

Lb = Panjang balok

Ketentuan:

- kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$
- untuk batang tekan dalam struktur segitiga, Lk tidak boleh diambil kurang dari panjang toritis batang.
- Angka kelangsingan untuk batang tekan dibatasi sebesar 200

3.6.3 Desain Balok - Kolom

a. Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:

- Momen lentur dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.63)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.64)$$

Keterangan:

- P_u = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor
 M_{ux} dan M_{uy} = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y
 P_n = Kekuatan nominal tekan
 M_{nx} dan M_{ny} = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y
 Φ_c = 0,85 faktor reduksi untuk kuat tekan
 Φ_b = 0,90 faktor reduksi untuk kuat lentur

b. Amplifikasi momen

- Amplifikasi momen untuk elemen tidak bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (3.65)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1, \quad (3.66)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta \leq 1,0 \rightarrow \beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.67)$$

- Amplifikasi momen untuk elemen bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{nt} + \delta_s \cdot M_{lt} \quad (3.68)$$





$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (3.69)$$

$$N_{crb} = N_{crs} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g \quad (3.70)$$

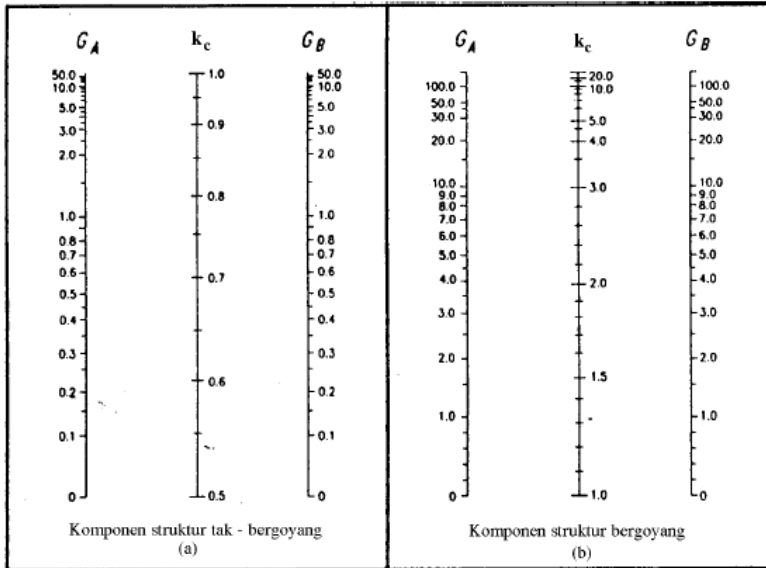
Keterangan:

- M_{nt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan oleh beban tidak menimbulkan goyangan (beban gravitasi)
 δ_b = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- δ
 N_u = Gaya tekan berfaktor
 N_{crb} = Gaya tekan kritis Euler untuk elemen tidak bergoyang (k-untuk tidak bergoyang)
 C_m = 1; elemen dengan ujung-ujung sederhana
 C_m = 0,85; elemen dengan ujung-ujung kaku

- M_{lt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan beban yang menimbulkan pergoyangan (beban lateral)
 δ_s = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh $P-\Delta$
 ΣN_u = jumlah gaya tekan berfaktor seluruh kolom dalam satu tingkat yang ditinjau
 ΣN_{crs} = jumlah gaya kritis Euler untuk element bergoyang, (k-bergoyang) dalam satu tingkat yang ditinjau

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k_c yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  Jepit </div> <div style="text-align: center;">  Sendi </div> <div style="text-align: center;">  Roll tanpa putaran sudut </div> <div style="text-align: center;">  Ujung bebas </div> </div>					

Gambar 3.4 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-Ujung Ideal (Sumber: SNI-03-1729-2002).



Gambar 3.1 Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang (Sumber: SNI-03-1729-2002).

3.6.4 Desain Elemen *Link*

3.6.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.71)$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.72)$$

Keterangan:

- M_p = Momen plastis penampang
- Z_x = Modulus plastis penampang
- f_y = Tegangan leleh penampang
- V_p = Gaya geser plastis penampang
- h = Tinggi penampang
- t_f = Tebal flens
- t_w = Tebal web

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

Φ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang link

$$\phi_v V_n = 0,6 \phi f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.73)$$

$$M_n = M_p \quad (3.74)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (3.75)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (3.76)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

3.6.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (*short links*):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.77)$$

Link medium (*intermediate links*):

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.78)$$

Link lentur (*short links*):

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.79)$$

3.6.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$

- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link*
 $1,6\text{Mp/Vp} \leq e \leq 2,6\text{Mp/Vp}$

3.7 Sambungan

Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 03-1729-2002

- Sambungan baut

Kuat geser:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b \quad (3.80)$$

Kuat tumpu:

$$R_d = \phi_f \cdot V_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_r \cdot f_u \quad (3.81)$$

“Dari nilai V_d dan R_d dipilih nilai terkecil”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (3.82)$$

Dimana:

ϕ_f = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

r_l = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser
 = 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

f_{ub} = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

t_p = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5 db

Jarak tepi maksimum = $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3 db

Jarak maksimum antar baut = 15 t_p atau 200 mm

Kontrol kekuatan pelat:

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times A_n v \quad (3.83)$$

$$\phi P_n > V_n \quad (3.84)$$

3.8 Pondasi

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Puer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

3.8.1 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil dari SPT. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.85)$$

Dimana:

Q_{ult} = Ultimate pile capacity

Q_e = End- bearing capacity

Q_f = Side friction capacity

W = Berat tiang

Besarnya Q_e dapat ditentukan dngan menggunakan teori daya dukung sebagai berikut:

$$Q_e = \Delta(CNC + \sigma_v N_q + 0,5 \gamma DN\gamma) \quad (3.86)$$

Dimana:

Δ = Luas dasar penampang tiang

c = cohesi

σ_v = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang

γ = Berat volume tanah

D = Diameter tiang

N_C, N_q, N_γ = Faktor- faktor daya dukung

Sedangkan besarnya Q_f menggunakan rumus:

$$Q_f = \int_0^L \phi \tau dz = \int_0^L \phi (Ca + k\sigma_v \tan \phi_a) dz \quad (3.87)$$

Dimana:

τ_a = Kekuatan geser tanah

Ca = Kekuatan tekanan tanah

σ_n = Tegangan normal antara tiang dan tanah

ϕ_a = Sudut geser antara tiang dan tanah

sehingga kapasitas daya dukung tiang berdiri sendiri adalah:

$$Q_{ult} = \Delta(CNC + \sigma_n Nq + 0,5 \gamma DN\gamma) + \int_0^L \phi(Ca + k\sigma_v tg\phi_a)dz - W \quad (3.88)$$

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan conversi Labarre:

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (3.89)$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam baris

n = Jumlah tiang dalam kolom

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

D = Diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.90)$$

Syarat: $P_{max} < P_{ijin}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > P_{ijin} \quad (3.91)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (3.92)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

M_y = Momen yang bekerja pada arah Y

x_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X

y_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y

Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X

Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y
 Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang

$$2D < S < 2,5D \quad (3.93)$$
- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer

$$1,5D < S_1 < 2D \quad (3.94)$$

3.8.2 Perencanaan Poer

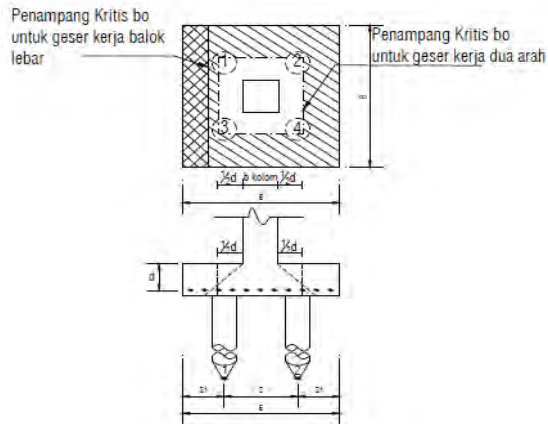
a. Kontrol tebal minimum poer

Menurut SNI 03-2847-2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.

b. Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah.

Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.6 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



Gambar 3. 2 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom

c. Kontrol geser satu arah

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.95)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.96)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.97)$$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (3.98)$$

d. Kontrol geser dua arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.99)$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.100)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.101)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.102)$$

Keterangan:

Bc = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

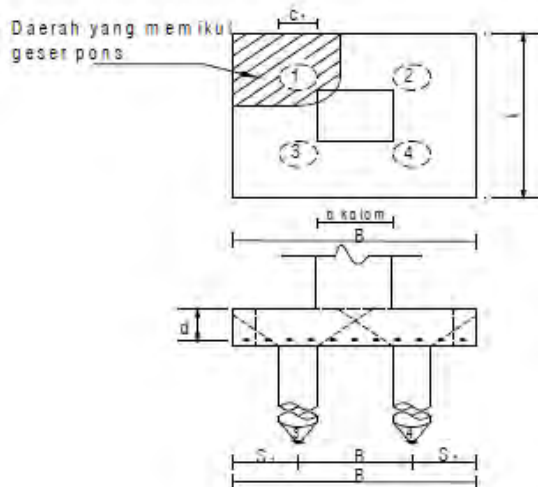
α = 40 untuk kolom dalam
 = 30 untuk kolom tepi
 = 20 untuk kolom sudut

B0 = Parameter penampang kritis

d = Tinggi manfaat pelat

- e. Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 3.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibat aksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3. 3 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang
Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.103)$$

Dimana V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.104)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.105)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.106)$$

3.9 Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom dan link) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan *software Autocad*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

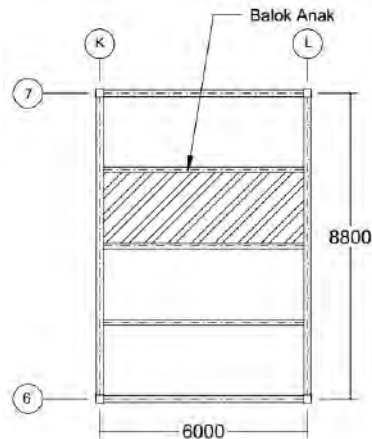
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan lantai yang ada pada gedung ini menggunakan Bondex dengan tabel perencanaan praktis yang ada dari PT. Synergy Jayatama. Struktur lantai direncanakan tanpa menggunakan baris penyangga selama proses pengerasan pelat beton. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Bondex menggunakan Tebal 0,75 mm
- Beton menggunakan mutu $f'c = 25$ MPa
- Mutu baja tulangan $f_y = 480$ MPa

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai Atap

Beban Mati :

- Berat aspal 2 cm	$0,02 \times 1400$	= 28 kg/m ²
- Berat plafon + penggantung	11 + 7	= 18 kg/m ²
- Berat ducting dan plumbing		= 10 kg/m ²
	<u>q_{Dtotal}</u>	<u>= 56 kg/m²</u>

Beban Hidup :

- Lantai atap $q_{L\text{atap}} = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 56 + 100$
 $= 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

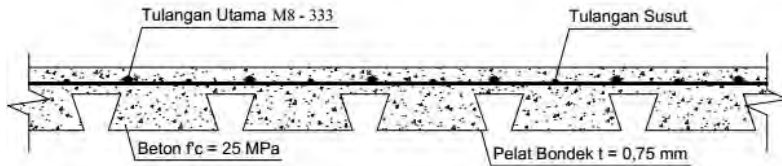
Data-data perencanaan pelat bondex

- Bentang = 2,2 m
- Beban berguna = 200 kg/m^2
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $1,37 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan M8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

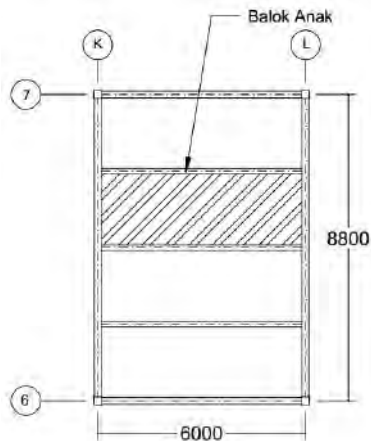
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1,37}{0,503} = 2,72 \approx 3 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 333



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Apartemen



Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai Apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0,02 x 1400 = 28 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 10 kg/m² +
- $q_{Dtotal} = 80 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai apartemen $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

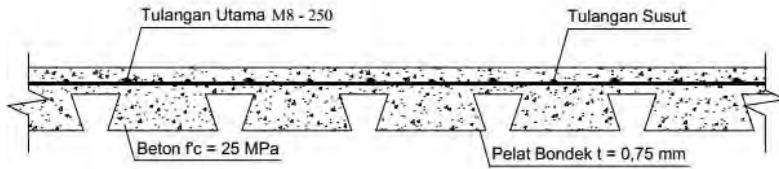
- $Q_u = q_D + q_L = 80 + 250 = 330 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat bondek

- Bentang = 2,2 m
- Beban berguna = 400 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 1,98 cm²/m
Digunakan tulangan M8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1,98}{0,503} = 3,93 \approx 4$ buah
- jarak antar tulangan = $\frac{1000}{4} = 250$ mm
- jadi dipasang tulangan negatif M8 – 250



Gambar 4.4 Penulangan Lantai Apartemen

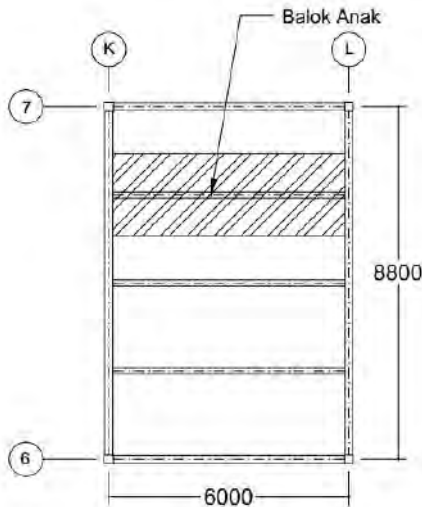
4.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 250 x 175 x 7 x 11 (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

d	= 244 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 175 mm	iy	= 4,18 cm
tf	= 11 mm	Zx	= 535 cm ³
tw	= 7 mm	Zy	= 171 cm ³
A	= 56,24 cm ²	Sx	= 502 cm ³
q	= 44,1 kg/m	Sy	= 113 cm ³
Ix	= 6120 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 984 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
			= 190 mm



Gambar 4.5 Denah Balok Lantai Atap

- **Beban- Beban Yang Bekerja**
 - **Beban Mati**

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat aspal 2 x 14	= 28	kg/m ²
Berat beton 0,09 x 2400	= 216	kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	= 282,1	kg/m ²
282,1 kg/m ² x 2,2 m	= 620,62	kg/m
Berat profil	= 44,1	kg/m
	q _D = 664,72	kg/m
 - **Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)**

q _L = 2,2 m x 100 kg/m ²	= 220	kg/m
--	-------	------
 - **Beban berfaktor :**

q _U = 1,2 . q _D + 1,6 . q _L		
= 1,2 . 664,72 + 1,6 . 220	= 1149,664	kg/m

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok
 - Momen:

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1149,664 \cdot 6^2$$

$$= 5173,49 \text{ kg.m}$$
 - Gaya Geser:

$$Vu = \frac{1}{2} \cdot qu \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 1149,664 \cdot 6$$

$$= 3448,992 \text{ kg}$$
- Kontrol Kuat Momen Lentur
 - Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{175}{2 \cdot 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$
 - Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{7} = 27,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p$$
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

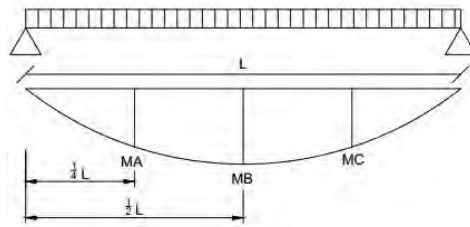
Jarak penahan lateral (L_b) = 600 cm

$L_r = 689,211 \text{ cm}$ } Dari Tabel Profil (L_p & L_r)
 $L_p = 208,082 \text{ cm}$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$



Gambar 4.6 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$M_A = M_C$$

$$\begin{aligned} &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\ &= 3448,992 \times 1,5 - 1149,664 \times 1,5 \times 0,75 \\ &= 3880,116 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 5173,49 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Cb &= \frac{12,5 M_{\text{max}}}{2,5 M_{\text{max}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{12,5 \cdot 5173,49}{2,5 \cdot 5173,49 + 3 \cdot 3880,11 + 4 \cdot 5173,49 + 3 \cdot 3880,11} \\ &= 1,14 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,14 \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 535 \cdot 2500 = 1337500 \text{ kg.cm} = 13375 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 502 \cdot (2500 - 700) = 903600 \text{ kg.cm} = 9036 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Cb \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \\ &= 1,14 \left[9036 + (13375 - 9036) \frac{689,211 - 600}{689,211 - 208,082} \right] \\ &= 11218,21 \text{ kg.m} < M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_p \end{aligned}$$

- Cek kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_U$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 13375 \text{ kg.m}$$

$$= 12037,5 \text{ kg.m} \geq 5173,49 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 3448,992 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{190}{7} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$27,14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (24,4 \times 0,7) = 25620 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 25620 \text{ kg}$$

$$= 23058 \text{ kg} > 3448,992 \text{ kg (OK)}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f_x = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(q_d l + q_l l).L^4}{E.I_x} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(664,72 + 220) \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 6120} \right)$$

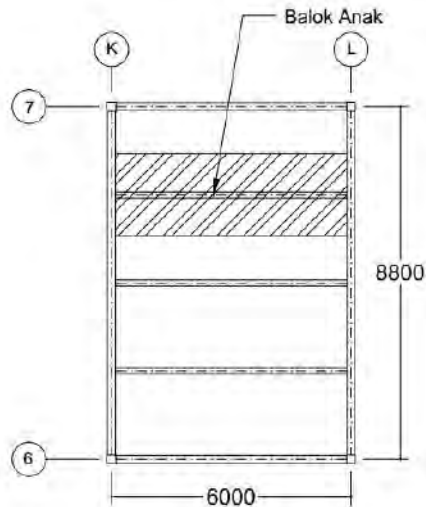
$$f_{ijin} > f_x \rightarrow 2,5 \text{ cm} > 1,23 \text{ cm (OK)}$$

“ Profil WF 250 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap”

4.2.2 Balok Anak Lantai Perkantoran

Balok anak yang terletak pada lantai akan difungsikan sebagai perkantoran direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 9 x 14 (BJ 41), dengan data- data sebagai berikut:

d	= 298 mm	i _x	= 12,6 cm
bf	= 201 mm	i _y	= 4,77 cm
tf	= 14 mm	Z _x	= 963 cm ³
t _w	= 9 mm	Z _y	= 288 cm ³
A	= 83,36 cm ²	S _x	= 893 cm ³
q	= 65,4 kg/m	S _y	= 189 cm ³
I _x	= 13300 cm ⁴	r	= 18 cm
I _y	= 1900 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
			= 234 mm



Gambar 4.7 Denah Balok Lantai Perkantoran

- **Beban- Beban Yang Bekerja**

- **Beban Mati**

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat spesi 2 x 21	= 42	kg/m ²
Berat tegel	= 24	kg/m ²
Berat beton 0,9 x 2400	= 216	kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	<hr/>	
	= 320,10	kg/m ²
320,10 kg/m ² x 2,2 m	= 704,22	kg/m
Berat profil	= 65,4	kg/m
	<hr/>	
	q_D	= 769,62 kg/m

- **Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)**

$$q_L = 2,2 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 550 \text{ kg/m}$$

- **Beban berfaktor :**

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 769,62 + 1,6 \cdot 550 = 1803,544 \text{ kg/m}$$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- *Momen:*

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{1}{8} \cdot qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1803,544 \cdot 6^2 \\ &= 8115,948 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- *Gaya Geser:*

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{1}{2} \cdot qu \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 1803,544 \cdot 6 \\ &= 5410,632 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2 \cdot 14} = 7,18$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 600 cm

$$L_p = 237,45 \text{ cm}$$

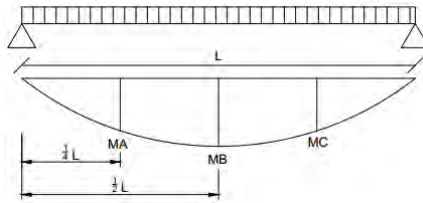
$$L_r = 816,357 \text{ cm}$$

} Dari Tabel Profil (L_p & L_r)

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$



Gambar 4.8 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$M_A = M_C$$

$$\begin{aligned} &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\ &= 5410,632 \times 1,5 - 1803,544 \times 1,5 \times 0,75 \\ &= 6086,961 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 8116,948 \text{ kg}$$

$$Cb = \frac{12,5 M_{\text{max}}}{2,5 M_{\text{max}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$\begin{aligned} &= \frac{12,5 \cdot 8116,948}{2,5 \cdot 8116,948 + 3 \cdot 6086,96 + 4 \cdot 8116,948 + 3 \cdot 6086,96} \\ &= 1,14 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,14 \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 963 \cdot 2500 = 2407500 \text{ kg.cm} = 24075 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 893 \cdot (2500 - 700) = 1607400 \text{ kg.cm} = 16074 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Cb \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \\ &= 1,14 \left[16074 + (24075 - 16074) \frac{816,36 - 600}{816,36 - 237,45} \right] \\ &= 21733,266 \text{ kg.m} < M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_n \end{aligned}$$

- Cek kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 21733,266 \text{ kg.m}$$

$$= 19559,94 \text{ kg.m} \geq 8115,948 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 5410,632 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$26 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (29,8 \times 0,9) = 40230 \text{ kg} \\
 \emptyset V_n &\geq V_u \\
 \emptyset V_n &= 0,9 \cdot 40230 \text{ kg} \\
 &= 36207 \text{ kg} > 5410,632 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$\begin{aligned}
 f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\
 &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(769,62 + 550) \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 13300} \right) = 0,84 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &> f_x \rightarrow 1,67 \text{ cm} > 0,87 \text{ cm (OK)}
 \end{aligned}$$

“ Profil WF 300 x 200 x 9 x 14 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai perkantoran”

4.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift 2 Car

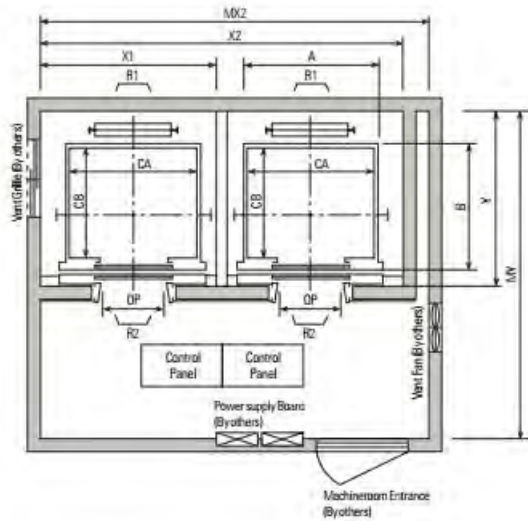
4.3.1 Spesifikasi Lift

Pada perencanaan balok lift meliputi balok- balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data- data sebagai berikut:

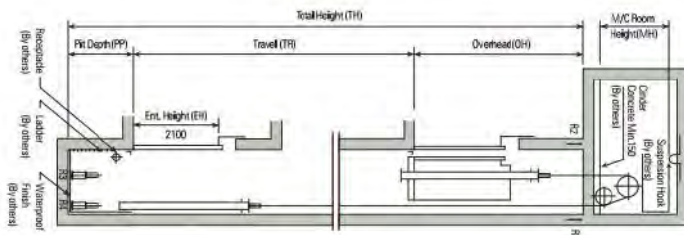
- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 10 Orang / 700 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur
(*hoistway inside*) 2 Car : 3700 x 1850 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1400 x 1250 mm²
 - Eksternal : 1460 x 1405 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car): 4000 x 3600 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :

$$R_1 = 4200 \text{ kg}$$

$$R_2 = 2700 \text{ kg}$$



Gambar 4.9 Lift



Gambar 4.10 Hoistway Section

4.3.2 Rencana Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 9 x 14, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12,6 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,77 cm
tf	= 14 mm	Zx	= 963 cm ³

tw	= 9 mm	Zy	= 288 cm ³
A	= 83,36 cm ²	Sx	= 893 cm ³
q	= 65,4 kg/m	Sy	= 189 cm ³
Ix	= 13300 cm ⁴	r	= 18 cm
Iy	= 1900 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 234 mm

- Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 65,4 kg/m

Berat sambungan (10%) = 6,54 kg/m

qd = 71,94 kg/m

- Beban hidup

Digunakan beban hidup untuk *maintenance*

Beban hidup terpusat (P) = 100 kg

- Beban merata ultimate

qu = 1,2 x qd + 1,6 x P

= (1,2 x 71,94) + (1,6 x 100) = 246,33 kg/m

- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.7 Impact load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan beban lendutan atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Pada tabel perencanaan lift diperoleh:

PU₁ = R₁. (1+100%)

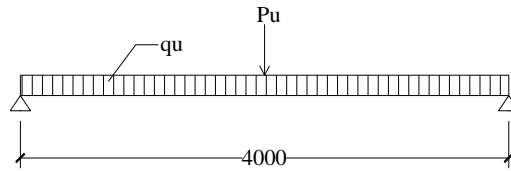
= 4200 x (1+100%) = 8400 kg

PU₂ = R₂. (1+100%)

= 2700 x (1+100%) = 5400 kg

Dipilih beban PU terbesar = 8400 kg

- Perhitungan Gaya Dalam Balok Penggantung Lift



Gambar 4.11 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}
 Ra = Rb &= \frac{1}{2} \times qu \times L + \frac{1}{2} \times Pu \\
 &= \frac{1}{2} \times 246,33 \times 4 + \frac{1}{2} \times 8400 \\
 &= 4692,66 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned}
 Mmax &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times Pu \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 246,33 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 8400 \times 4 \\
 &= 8892,66 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser

$$\begin{aligned}
 Vu &= Ra \\
 &= 4692,66 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2.14} = 7,17$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 963 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2407500 \text{ kg.cm} = 24075 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 400 cm

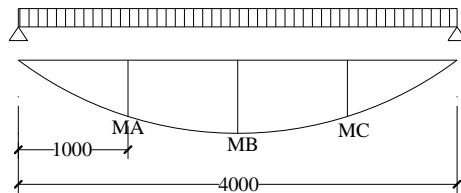
$$L_p = 163,78 \text{ cm}$$

$$L_r = 478,20 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} L_p \\ L_r \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel Profil (} L_p \text{ \& } L_r \text{)}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$



Gambar 4.12 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$\begin{aligned} M_A &= M_C \\ &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\ &= 4692,66 \times 1 - 246,33 \times 1 \times 0,5 \\ &= 4569,5 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= M_{\text{Max}} \\ &= 8892,66 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 M_{\text{max}}}{2,5 M_{\text{max}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{12,5 \cdot 8892,66}{2,5 \cdot 8892,66 + 3 \cdot 4569,5 + 4 \cdot 8892,66 + 3 \cdot 4569,5} \\ &= 1,3 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 963 \cdot 2500 = 2407500 \text{ kg.cm} = 24075 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\
 &= 893 \cdot (2500 - 700) = 1607400 \text{ kg.cm} = 16074 \text{ kg.m} \\
 M_n &= C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \\
 &= 1,3 \left[16074 + (24075 - 16074) \frac{478,2 - 400}{478,2 - 163,78} \right] \\
 &= 23483,13 \text{ kg.m} < M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_n
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 23483,13 \text{ kg.m} \\
 &= 21134,81 \text{ kg.m} \geq 8892,66 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 4692,66 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$26 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (28,9 \times 0,9) = 39015 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,9 \cdot 39015 \text{ kg} \\
 &= 35113,5 \text{ kg} > 4692,66 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f^o = \frac{5((qdl + ql) \times 10^{-2})l^4}{384 \cdot E I_x} + \frac{P \cdot l^3}{48 E I_x}$$

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \times ((71,94 + 100) \times 10^{-2}) 400^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 13300} + \frac{8400 \times 400^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 13300} \\
 &= 0,42 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f_{ijin} > f^o \rightarrow 0,42 \text{ cm} > 1,11 \text{ cm (OK)}$$

“ Profil WF 300 x 200 x 9 x 14 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift”

4.4 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen Bale Hinggil ini struktur tangga direncanakan menggunakan konstruksi dari baja.

Data Teknis Tangga

- Mutu baja	= BJ-41
- Tinggi antar lantai	= 400 cm
- Tinggi bordes	= 200 cm
- Panjang tangga	= 350 cm
- Lebar tangga	= 145 cm
- Panjang bordes	= 100 cm
- Lebar bordes	= 100 cm
- Lebar injakan (i)	= 30 cm
- Lebar pegangan tangga	= 10 cm

4.4.1 Perencanaan Tangga

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan Jumlah Injakan dan Kemiringan Tangga

Tinggi injakan (t) = 17 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(400/2)}{17} = 11,76 \text{ buah} = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

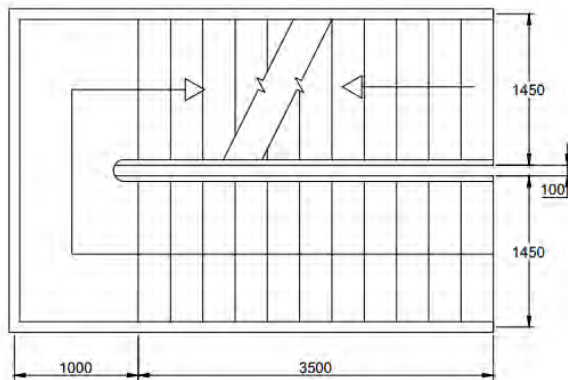
$$60 \text{ cm} < (64) < 65 \text{ cm (OK)}$$

Panjang bordes = 100 cm

Lebar tangga = 145 cm

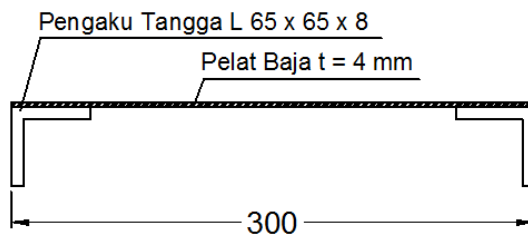
$$a = \arctan \left(\frac{400/2}{350} \right) = 31,22^\circ$$

$$25^\circ < 31,22^\circ \leq 40^\circ \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.13 Denah Tangga

- Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.14 Pelat Anak Tangga

- Perencanaan Tebal Anak Tangga

Tebal pelat tangga = 4 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja BJ 41 → $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

Berat pelat = $0,004 \times 1,45 \times 7850 = 45,53 \text{ kg/m}$

Alat penyambung (10%) $\frac{= 4,553 \text{ kg/m}}{q_D = 50,083 \text{ kg/m}}$ +

Beban hidup

$q_L = 488,44 \times 1,45 = 708,24 \text{ kg/m}$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 50,083 \times 0,3^2 = 0,56 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 708,24 \times 0,3^2 = 7,97 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/4 P_L l = 1/4 \times 135,6 \times 0,3 = 10,17 \text{ kg.m}$$
(menentukan)
- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,56 \text{ kgm} = 0,79 \text{ kg.m}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,56 + 1,6 \times 10,17$$

$$= 16,95 \text{ kg.m (menentukan)}$$
- Kontrol momen lentur
$$Z_x = 1/4 bh^2 = 0,25 \times 145 \times 0,4^2 = 5,8 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 5,8 \times 2500 = 13050 \text{ kg.cm}$$

$$= 130,5 \text{ kg.m}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$130,5 \text{ kg.m} > 16,95 \text{ kg.m (OK)}$$
- Kontrol lendutan
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083$$

$$I_x = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} \times 145 \times 0,4^3 = 0,773 \text{ cm}^4$$

$$f^o = \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x}$$

$$= \frac{5((50,083 + 708,24)/100) \cdot 30^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,773} = 0,052$$

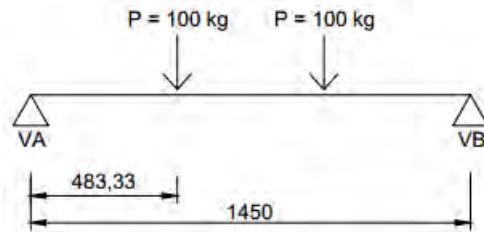
$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,052 < 0,083 \text{ cm}$$

4.4.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 65 x 65 x 8 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll} b = 65 \text{ mm} & I_x = 36,8 \text{ cm}^4 & i_x = 2,44 \text{ cm} \\ tw = 8 \text{ mm} & I_y = 36,8 \text{ cm}^4 & i_y = 2,44 \text{ cm} \\ W = 7,66 \text{ kg/m} & A = 9,76 \text{ cm}^2 & \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.15 Model Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = (0,3 \times 0,5) \times 0,004 \times 7850 = 4,71 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 65 \times 65 \times 8 = 7,66 \text{ kg/m}$$

$$= 12,37 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 1,237 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \underline{\quad\quad\quad} = 13,607$$

kg/m

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 488,44 \times (0,3 \times 0,5) = 73,27 \text{ kg/m}$$

$$p_L = 135,62 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 13,607 \times 1,45^2 = 3,58 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 73,27 \times 1,45^2 = 19,26 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/3 \times 135,62 \times 1,45 = 65,55 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2 \left(\frac{1}{2} \times q_D \times 1,45 \right) + 1,6 \left(\frac{1}{2} \times P \times 1,45 \right)$$

$$= 1,2 \left(\frac{1}{2} \times 13,607 \times 1,45 \right) + 1,6 \left(\frac{1}{2} \times 135,62 \times 1,45 \right)$$

$$= 169,16 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 3,58 + 1,6 \times 65,55 = 109,17 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{65}{8} = 8,125$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w(b-t_w)) \frac{1}{2} t_w \\ &= (0,8 \times 6,5) \frac{1}{2} \times 6,5 + (0,8 \times (6,5 - 0,8)) \frac{1}{2} \times 0,8 \\ &= 18,724 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 18,724 = 46810 \text{ kg.cm} \\ &= 468,10 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 468,10 \\ &= 421,29 \text{ kg.m} \geq 109,17 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(65-8)}{8} = 7,125 ; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (6,5 \times 0,8) \\ &= 7800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 7800 \text{ kg} \\ &= 7020 \text{ kg} \geq 169,16 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

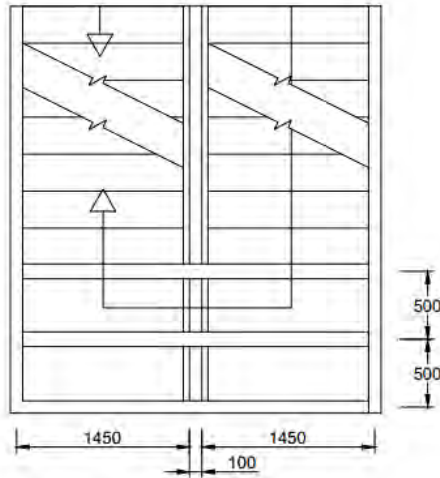
$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{145}{240} = 0,604$$

$$f^o = \frac{5((qdl+ql^2)/100)l^4}{384 \cdot EI_x}$$

$$\begin{aligned} f^o &= \frac{5((13,607+65,55)/100)145^4}{384 \cdot 2.10^6 \cdot 36,8} \\ &= 0,24 \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,24 \text{ cm} < 0,604 \text{ cm (OK)}$$

4.4.3 Perencanaan Bordes



Gambar 4.16 Denah Bordes

4.4.3.1 Pelat Bordes

Tebal pelat bordes = 7 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 Mutu baja BJ 41 → f_y = 2500 kg/m²

- Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,007 \times 1,45 \times 7850 = 79,68 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} &= 7,97 \text{ kg/m} \\ \hline q_D &= 87,65 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_L = 488,44 \text{ kg/m}^2 \times 1,45 \text{ m} = 708,24 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times l^2 \\ &= 1/8 \times 87,65 \times (0,5)^2 = 2,74 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- $$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$
- $$= 1/8 \times 708,24 \times (0,5)^2 = 22,13 \text{ kg.m}$$
- Kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 2,74 + 1,6 \times 22,13 = 38,7 \text{ kg.m}$$
 - Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 bh^2 = 1/4 \times 145 \times 0,7^2 = 17,76 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 17,76 \times 2500$$

$$= 44406,25 \text{ kg.cm} = 444,06 \text{ kg.m}$$
 - Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 444,06$$

$$= 399,66 \text{ kgcm} \geq 38,7 \text{ kgcm (OK)}$$
 - Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 0,21$$

$$I_x = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} \times 145 \times 0,7^3 = 4,14 \text{ cm}^4$$

$$f^o = \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x}$$

$$= \frac{5((87,65 + 708,24)/100) \cdot 50^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 4,14} = 0,0781$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,0781 \text{ cm} < 0,21 \text{ cm}$$

4.4.3.2 Perencanaan Balok Bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

d	= 100 mm	i _x	= 3,98 cm
b _f	= 50 mm	i _y	= 1,12 cm
t _f	= 7 mm	Z _x	= 42 cm ³
t _w	= 5 mm	Z _y	= 9 cm ³
A	= 11,85 cm ²	S _x	= 37,5 cm ³
q	= 9,3 kg/m	S _y	= 5,91 cm ³
I _x	= 187 cm ⁴	r	= 16 cm
I _y	= 14,8 cm ⁴	h	= d - 2(t _f +r)
F _y	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,005 \times 0,5 \times 7850 = 19,63 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 9,3 \text{ kg/m} + \\ &= 28,93 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sambungan dll 10\%} &= 2,89 \text{ kg/m} + \\ q_D &= 31,82 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

Lantai apartemen

$$(\text{Tabel 4-1 SNI 1727-2013}) = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 0,5 \times 488,44 = 244,22 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya dalam

$$\begin{aligned} V_D &= \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 31,82 \times 1,45 \\ &= 23,07 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D &= \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 31,82 \times (1,45)^2 \\ &= 8,36 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_L &= \frac{1}{2} \times q_L \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 244,22 \times 1,45 \\ &= 177,06 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 244,22 \times (1,45)^2 \\ &= 64,18 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} V_U &= 1,2V_D + 1,6V_L \\ &= 1,2(23,07) + 1,6(177,06) = 310,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2M_D + 1,6M_L \\ &= 1,2(8,36) + 1,6(64,18) = 112,73 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{100-2(8+7)}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 42$$

$$= 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 112,73 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

$$V_u = 310,98 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,5) = 7500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 7500 \text{ kg}$$

$$= 6750 \text{ kg} > 310,98 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \frac{145}{360} = 0,4 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$\begin{aligned} f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\ &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(31,82 + 244,22) \cdot 10^{-2} \cdot 145^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 187} \right) \\ &= 0,04 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{ijin} > f_x \rightarrow 0,4 \text{ cm} > 0,04 \text{ cm (OK)}$$

Profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok bordes pada anak tangga”.

4.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250 x 125 x 5 x 8, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 248 mm	ix	= 10,41 cm
bf	= 124 mm	iy	= 2,79 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 305 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 63 cm ³
A	= 32,68 cm ²	Sx	= 285 cm ³
q	= 25,7 kg/m	Sy	= 41,1 cm ³
Ix	= 3540 cm ⁴	r	= 12 cm
Iy	= 255 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 208 mm

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat } 0,004 \times (1,45 \times 0,5) \times 7850 &= 22,77 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil siku } 4,6 \times 2 &= 9,2 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok } 25,7 / \cos(31,22) &= 30,05 \text{ kg/m} + \\
 &= 62,02 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat alat penyambung } 10\% &= 5,20 \text{ kg/m} + \\
 q_{D1} &= 68,22 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\begin{aligned}
 q_{L1} &= 488,44 \times 0,725 / \cos 31,22 = 414,08 \text{ kg/m} \\
 q_{U1} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 68,22 + 1,6 \times 414,08 \\
 &= 744,39 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan Pembebanan Dan Gaya Dalam Bordes

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil} &= 25,7 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat bordes } 0,007 \times 0,725 \times 7850 &= 39,84 \text{ kg/m} +
 \end{aligned}$$

Berat penyanggung 10%

$$\begin{aligned}
 &= 65,54 \text{ kg/m} \\
 &= \underline{6,55 \text{ kg/m}} + \\
 q_{D2} &= 72,09 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

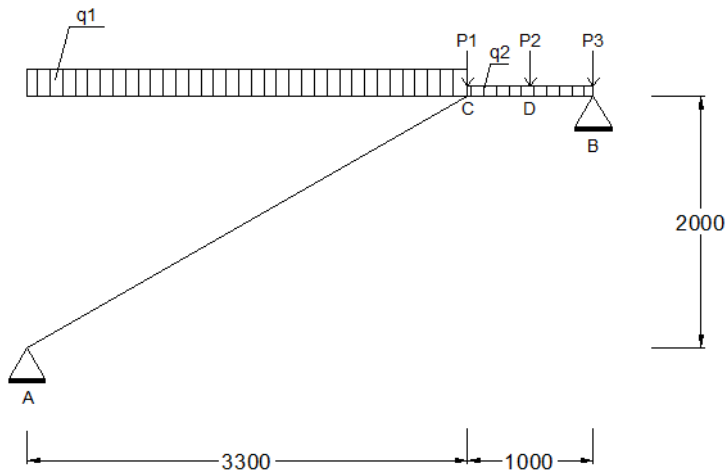
$$q_{L2} = 488,44 \times 0,725 = 354,12 \text{ kg/m}$$

$$q_{U2} = 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2}$$

$$= 1,2 \times 72,09 + 1,6 \times 354,12 = 653,1 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$p_1 = 9,3 \times 0,725 = 6,74 \text{ kg}$$



Gambar 4.17 Model Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b \cdot 4,5 - p_1 \cdot 3,5 - p_1 \cdot 4 - p_1 \cdot 4,5 - q_{u1} \cdot 3,5 \cdot 1,75 - q_{u2} \cdot 1 \cdot 4 = 0$$

$$R_b = \frac{6,74 \times 3,5 + 6,74 \times 4 + 6,74 \times 4,5 + 744,39 \times 3,5 \times 1,75 + 653,1 \times 1 \times 4}{4,3}$$

$$= 1537,64 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a \cdot 4,5 - p_1 \cdot 1 - p_1 \cdot 0,5 - q_{u1} \cdot 3,5 \cdot 2,75 - q_{u2} \cdot 1 \cdot 0,5 = 0$$

$$R_a = \frac{6,74 \times 1 + 6,74 \times 0,5 + 744,39 \times 3,5 \times 2,75 + 653,1 \times 1 \times 0,5}{4,3}$$

$$= 1592,17 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\sum V &= R_a + R_b - q_{u1} \times 3,5 - q_{u2} \times 1 - V \times 3 \\ &= 1592,17 + 1537,64 - 744,39 \times 3,5 - 653,1 \times 1 - 6,74 \times 3 \\ &= 0 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Bidang M

- a - c :

$$\begin{aligned}M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2 \\ &= 1592,17 \cdot x - \frac{1}{2} 744,39 \cdot x^2\end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 3,3 \text{ m}$$

$$M_c = 1592,17 \cdot 3,5 - \frac{1}{2} \cdot 744,39 \cdot 3,5^2 = 1200,97 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 1592,17 - 744,39 \cdot x = 0$$

$$x = 2,14 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= 1592,17 \times 2,14 - \frac{1}{2} \times 744,39 \times 2,14^2 \\ &= 1702,75 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

- b - d :

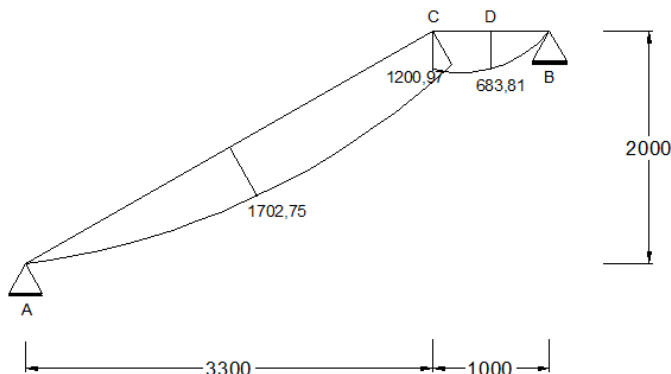
$$\begin{aligned}M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q_{u2} \cdot x^2 - p \cdot x \\ &= 1537,64 x - \frac{1}{2} \cdot 653,1 \cdot x^2 - 6,74 \cdot x\end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_d &= 1537,64 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 653,1 \cdot 1^2 - 6,74 \cdot 1 \\ &= 683,81 \text{ kg.m}\end{aligned}$$



Gambar 4.18 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned} D_x &= R_a \cdot \cos(31,22^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(31,22^\circ) \\ &= 1592,17 \cdot \cos(31,22^\circ) - 744,39 \cdot x \cdot \cos(31,22^\circ) \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{a_{ka}} &= 1592,17 \cdot \cos(31,22^\circ) - 744,39 \cdot 0 \cdot \cos(31,22^\circ) \\ &= 1361,62 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{c_{ki}} &= 1592,17 \cdot \cos(31,22^\circ) - 744,39 \cdot 3,3 \cdot \cos(31,22^\circ) \\ &= -739,16 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b - d :

$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 \\ &= -1537,64 + 653,1 \cdot x + 6,74 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{b_{ki}} &= -1537,64 + 653,1 \cdot 0 + 6,74 \\ &= -1530,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{d_{ka}} &= -1537,64 + 653,1 \cdot 0,5 + 6,74 \\ &= -1204,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

- d - c :

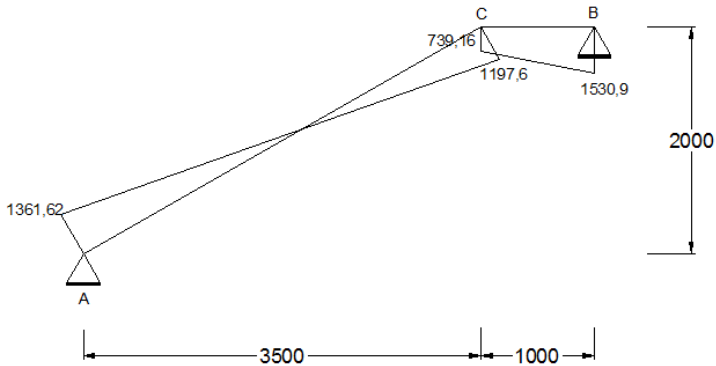
$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2}/2 + q_{u2} \cdot x + p_1 + p_1 \\ &= -1537,64 + 326,55 + 653,1 x + 6,74 + 6,74 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Dd_{ki} &= -1537,64 + 326,55 + 653,1 \cdot 0 + 6,74 + 6,74 \\ &= -1197,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Dd_{ka} &= -1537,64 + 326,55 + 653,1 \cdot 0,5 + 6,74 + 6,74 \\ &= -871,05 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.19 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$\begin{aligned} N_x &= -R_a \cdot \sin(31,22^\circ) + q_{u1} \cdot x \cdot \sin(31,22^\circ) \\ &= -1592,17 \cdot \sin(31,22^\circ) + 744,39 \cdot x \cdot \sin(31,22^\circ) \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

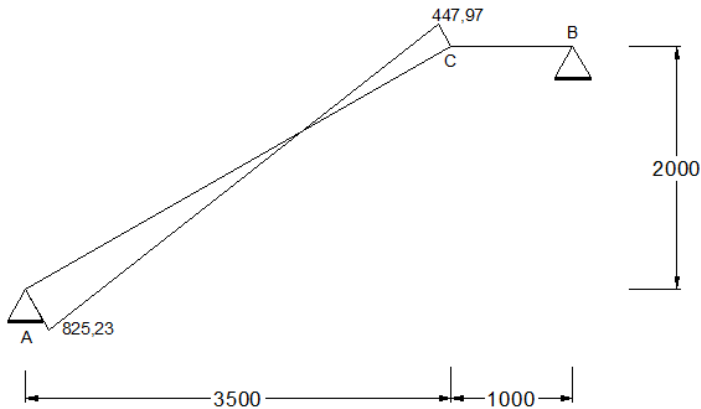
$$\begin{aligned} Na_{ka} &= -1592,17 \cdot \sin(31,22^\circ) + 744,39 \cdot 0 \cdot \sin(31,22^\circ) \\ &= -825,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_{cki} &= -1592,17 \cdot \sin(31,22^\circ) + 744,39 \cdot 3,5 \cdot \sin(31,22^\circ) \\ &= 447,97 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.20 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal
 - Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{248 - 2(8 + 12)}{5} = 41,60$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305$$

$$= 762500 \text{ kg.cm}$$

$$= 7625 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{33^2 + 20^2} = 34,48 \text{ cm}$$

$$L_p = 138,88 \text{ cm}$$

$$L_r = 404,55 \text{ cm}$$

} Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 305 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7625$$

$$= 6862,5 \text{ kg.m} \geq 1702,75 \text{ kg.m (OK)}$$
- Kontrol Geser

$$V_u = 1530,9 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \rightarrow \frac{208}{5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

$$41,60 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

Maka, $V_n = 0,6 f_y A_w$

$$= 0,6 \times 2500 \times (24,8 \times 0,5) = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 18600 \text{ kg}$$

$$= 16740 \text{ kg} > 1530,9 \text{ kg (OK)}$$
- Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

$$L = \sqrt{(330)^2 + (200)^2} = 385,88 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,70 \text{ (sendi - jepit)}$$

$$\lambda = k_c \times L = 0,70 \times 385,88 = 270,116$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{270,116}{\pi \cdot 2,79} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1,09$$

$$= 0,25 \rightarrow \lambda_c > 1,25$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,09} = 1,64$$

$$P_n = \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{32,68 \times 2500}{1,64} = 49817,07 \text{ kg}$$

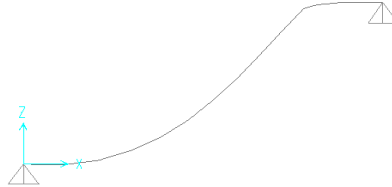
$$\phi P_n = 0,85 \times 49817,07 \text{ kg}$$

$$= 42334,51 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{Pu}{\phi P_n} &= \frac{825,23}{42334,51} = 0,019 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2} \\
 &= \frac{Pu}{2\phi P_n} + \left[\frac{Mux}{\phi b Mnx} + \frac{Muy}{\phi b Mny} \right] \leq 1,0 \\
 &= \frac{825,23}{2 \cdot 42334,51} + \left[\frac{1702,75}{6862,5} + 0 \right] \leq 1,0 \\
 &= 0,26 < 1 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(330)^2 + (200)^2}}{240} = 1,61$$



Gambar 4.21 Analisa Lendutan Balok Utama Tangga
 $f^0 = 0,998 \text{ cm}$ (Hasil analisa SAP)
 $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,998 \text{ cm} < 1,61 \text{ cm}$ (OK).

4.4.5 Balok Penumpu Tangga

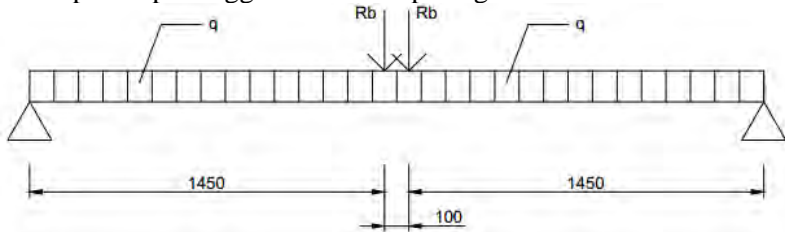
Balok utama penumpu tangga direncanakan memakai profil WF 250 x 125 x 5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 248 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 124 mm	iy	= 2,79 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 305 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 63 cm ³
A	= 32,68 cm ²	Sx	= 285 cm ³
q	= 25,7 kg/m	y	= 41,1 cm ³
Ix	= 3540 cm ⁴	r	= 12 cm
Iy	= 255 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 208 mm

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Ra dan Rb) yang bekerja pada balok utama tangga.

Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.22 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_{b\text{kiri}} = R_{b\text{kanan}} = 1036,804 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Berat profil} = 25,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 2 \times 100 = 200 \text{ kg/m} +$$

$$= 225,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = 22,57 \text{ kg/m} +$$

$$= 248,27 \text{ kg/m}$$

- Reaksi Perletakan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 3 - R_a \cdot 1,55 - R_b \cdot 1,45 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{1537,64 \times 1,55 + 1537,64 \times 1,45 + \frac{1}{2} \times 248,27 \times 3^2}{3}$$

$$= 1910,05 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 3 - R_b \cdot 1,55 - R_a \cdot 1,45 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$R_{va} = \frac{1537,64 \times 1,55 + 1537,64 \times 1,45 + \frac{1}{2} \times 248,27 \times 3^2}{3}$$

$$= 1910,05 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = R_{va} + R_{vb} - R_a - R_b - q \times 3$$

$$= 1910,05 + 1910,05 - 1537,64 - 1537,64 - 248,27 \times 3$$

$$= 0 \text{ (OK)}$$

- Perhitungan Gaya Dalam

Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_{va} \times 1,5 - R_a \times 0,5 - \frac{1}{2} \times q \times 1,5^2 \\ &= 1910,05 \times 1,5 - 1537,64 \times 0,5 - \frac{1}{2} \times 248,27 \times 1,5^2 \\ &= 3221,25 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya geser

$$V_U = - R_{vb} = - 1910,05 \text{ kg}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{248 - 2(12+8)}{5} = 41,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305$$

$$= 762500 \text{ kg.cm}$$

$$= 7625 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$\text{Jarak penahan lateral (Lb)} = 145 \text{ cm}$$

$$L_p = 138,88 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 331,236 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek}$$

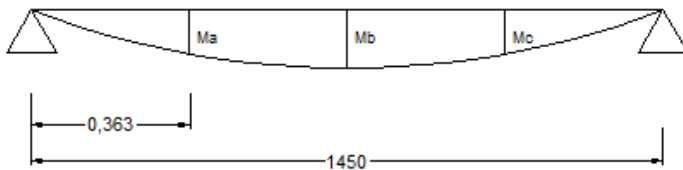
Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$\begin{aligned} M_y &= S_x \cdot f_y \\ &= 285 \cdot 2500 = 712500 \text{ kg.cm} = 7125 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 305 \cdot 2500 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 285 \cdot (2500 - 700) = 513000 \text{ kg.cm} = 5130 \text{ kg.m} \end{aligned}$$



Gambar 4.23 Posisi M_a , M_b , M_c , dan M_{max}

$$M_{max} = 2508,57 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_a &= R_{va} \cdot \frac{3}{4} - P \cdot \frac{3}{4} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \frac{3}{4}^2 \\ &= 1910,05 \cdot 0,363 - 1537,64 \cdot 0,363 - \frac{1}{2} \cdot 248,27 \cdot 0,363^2 \\ &= 676,08 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= R_{va} \cdot 0,725 - P \cdot 0,725 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 0,725^2 \\ &= 1910,05 \cdot 0,725 - 1537,64 \cdot 0,725 - \frac{1}{2} \cdot 248,27 \cdot 0,725^2 \\ &= 1319,53 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= R_{va} \cdot 1,088 - P \cdot 1,088 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 1,088^2 \\ &= 1910,05 \cdot 1,088 - 1537,64 \cdot 1,088 - \frac{1}{2} \cdot 248,27 \cdot 1,088^2 \\ &= 1930,36 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{12,5 \times 2508,57}{2,5 \times 2508,57 + 3 \times 676,08 + 4 \times 1319,53 + 3 \times 1930,36} \leq 2,27 \\ &= 1,62 \leq 2,27 \end{aligned}$$

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$M_n = 1,62 \left[5130 + (7625 - 5130) \frac{331,236 - 145}{331,236 - 138,88} \right]$$

$$M_n = 12293,49 \text{ kg.m} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7625$$

$$= 6862,5 \text{ kg.m} \geq 3221,25 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 1910,05 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{208}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$41,6 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (24,8 \times 0,5) = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 18600 \text{ kg}$$

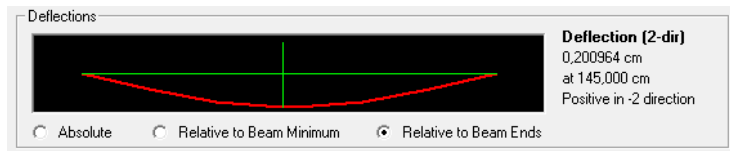
$$= 16740 \text{ kg} > 1910,05 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{300}{240} = 1,25$$



Gambar 4.24 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga



Gambar 4.25 Defleksi Hasil SAP2000

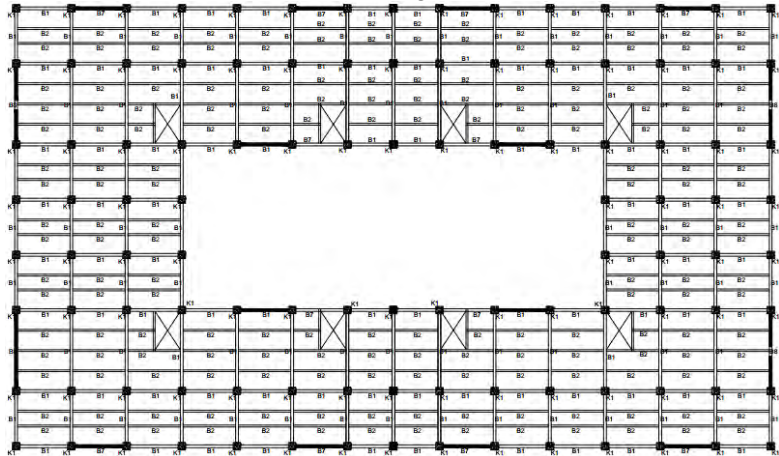
$$f^o = 0,20 \text{ cm (Hasil analisa SAP)}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,20 \text{ cm} < 1,25 \text{ cm (OK)}$$

BAB V PERMODELAN STRUKTUR

5.1 Permodelan Struktur

Permodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem Struktur Rangka Baja Eksentrik (SRBE) dengan *trial and error* untuk perletakan bresingnya dan menggunakan model *Inverted-V*. Sistem struktur SRBE ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa bumi. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan apartemen 15 lantai, dengan denah rencana struktur adalah sebagai berikut:

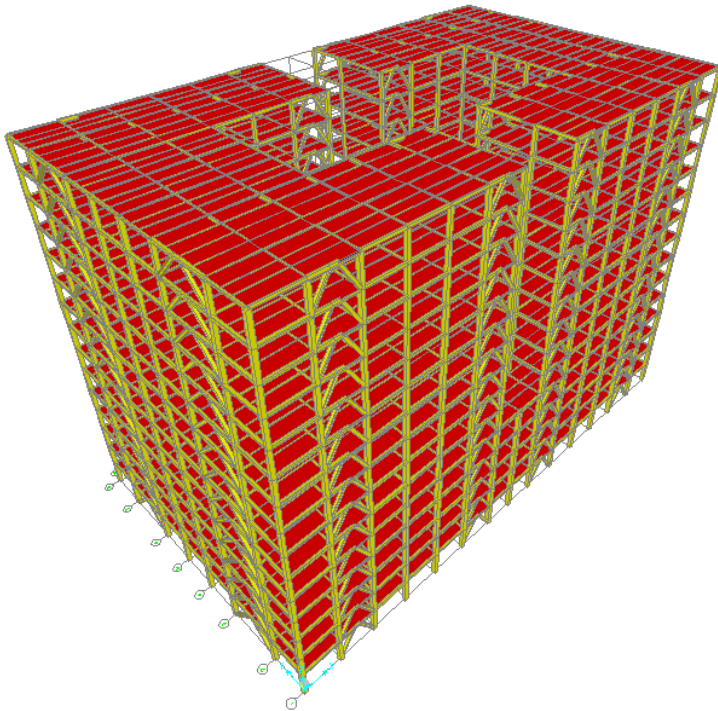


Gambar 5.1 Denah Struktur Apartemen Bale Hinggil

Pada Gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horizontal gambar.

Permodelan struktur apartemen dilakukan menggunakan program bantu SAP2000. Pada program SAP2000, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai dengan kondisi sesungguhnya, sehingga akan membantu dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2015 (Baja) dan SNI-1726-2012 (Gempa).

Berikut adalah permodelan yang dilakukan dalam program SAP2000:



Gambar 5.2 Permodelan Apartemen Bale Hinggil

5.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Standar Nasional Indonesia (SNI 1727 2013) dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$

- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa kolom, balok, tangga, *bressing* dll memiliki berat jenis 7850 kg/m³
- Berat dinding bata ringan hebel 100 kg/ m²
- Berat spesi sebesar 22 kg/ m² untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/ m² untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/ m²
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir.

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m². Beban hidup yang bekerja pada perkantoran ini adalah sebagai berikut:

- Lantai atap = 1,32 kN/m²
- Lantai apartemen = 4,79 kN/m²

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Padang termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia (www.puskim.pu.go.id).

4. Data Tanah.

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan \bar{N} rata-rata untuk menentukan jenis tanah (SNI-1726-2012) :

$$\bar{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras}$$

$$15 \leq \bar{N} < 50 = \text{Tanah Sedang}$$

$$\bar{N} < 15 = \text{Tanah Lunak}$$

Tabel 5.1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	-	0	-
Lapisan 2	4	4	7	0.571
Lapisan 3	6	2	9	0.222
Lapisan 4	9	3	10	0.300
Lapisan 5	11	2	9	0.222
Lapisan 6	15	4	14	0.286
Lapisan 7	20	5	13	0.385
Lapisan 8	24	4	18	0.222
Lapisan 9	29	5	8	0.625
Lapisan 10	32	3	6	0.500
Total		32		3.333

$$\tilde{N} = \frac{32}{3,333} = 9,6$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak.

5.2.1 Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D +1L.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726-2012 sebagai berikut::

- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 L$
- $1,2 D + 1 L + 1 E$
- $0,9 D + 1 E$
- $1 D + 1 L$

Keterangan :

D : Beban mati

L : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur apartemen bale hinggil ini terdiri dari 15 tingkat yang memiliki ketinggian 60 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.3.1 Permodelan Pelat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.3.1.2. Keberadaan pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton, pada saat menerima beban gempa dapat berfungsi sebagai penyalur beban gempa pada struktur primer atau dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku.

5.3.2 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah sembarang, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja

bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus tetapi ditinjau 30%.

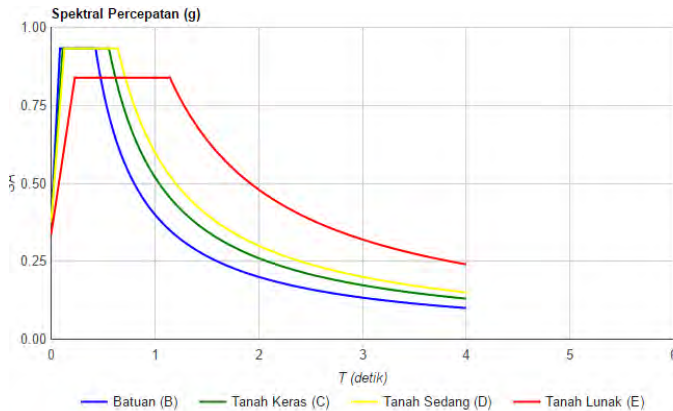
5.3.3 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang tentu saja memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Padang dengan kondisi tanah lunak.

Tabel 5.2 Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

PGA (g)	0,515
S_S (g)	1,398
S_1 (g)	0,600
C_{RS}	1,096
C_{R1}	0,955
F_{PGA}	0,900
F_A	0,900
F_V	2,400
PSA (g)	0,463
S_{MS} (g)	1,258
S_{M1} (g)	1,440
S_{DS} (g)	0,839
S_{D1} (g)	0,960

T_0 (detik)	0,229
T_s (detik)	1,144



Gambar 5.3 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Padang

5.3.4 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung apartemen direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem eksentris. Berdasarkan Tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

5.3.5 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung direncanakan sebagai bangunan apartemen, bangunan termasuk kategori II sehingga pada Tabel 2 diperoleh nilai $I_e = 1$.

5.4 Analisis Struktur

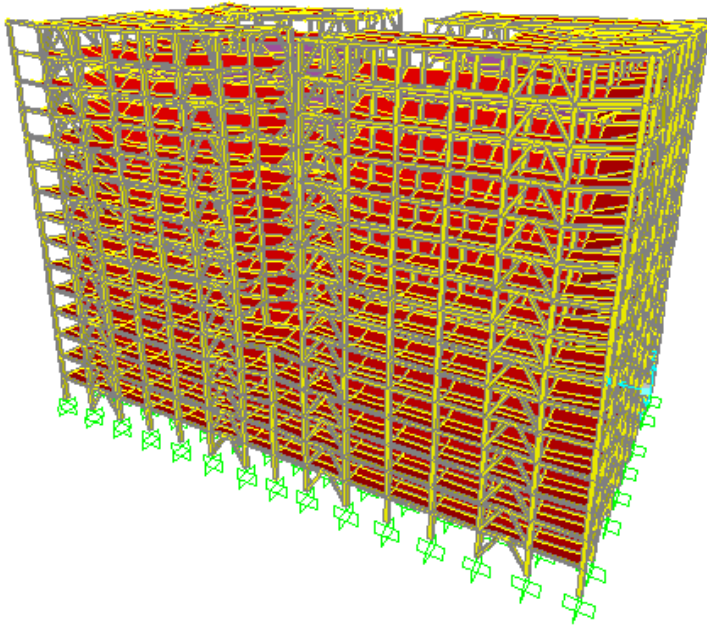
Hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan- batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol- kontrol tersebut adalah sebagai berikut:

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Sebelum melakukan kontrol- kontrol diatas, untuk membuktikan hasil permodelan struktur sesuai dengan keadaan sesungguhnya, maka dibutuhkan pemeriksaan secara manual. Pembuktian ini bisa dilakukan dengan cara membandingkan hasil analisa SAP2000 pada satu kolom yang ditinjau dengan kombinasi 1D+1L. Hasil perbandingan analisa dengan SAP 2000 dengan perhitungan manual tidak boleh melebihi batasan 5%.

Dari hasil analisis struktur juga, dipilih gaya dalam maksimum yang terjadi pada masing- masing elemen struktur sebagai kontrol kapasitas penampang.

5.4.1 Kontrol Permodelan Struktur



Gambar 5.4 Permodelan Apartemen Bale Hinggil

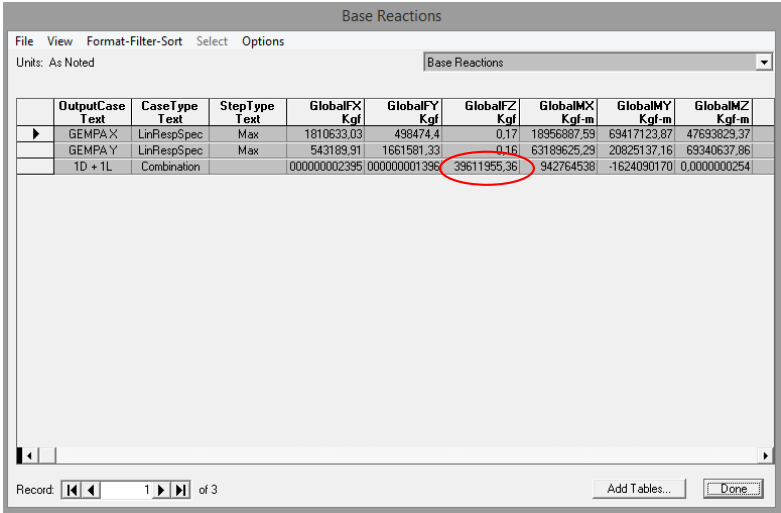
Perhitungan beban mati dan beban hidup disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Bangunan

Lantai	Beban Mati (kg)	Beban hidup (kg)	Total (kg)
1	2.130.006	768.800	2.898.806
2	2.130.006	768.800	2.898.806
3	2.130.006	768.800	2.898.806
4	2.130.006	768.800	2.898.806
5	2.130.006	768.800	2.898.806

6	1.919.559	694.800	2.614.359
7	1.919.559	694.800	2.614.359
8	1.919.559	694.800	2.614.359
9	1.919.559	694.800	2.614.359
10	1.919.559	694.800	2.614.359
11	1.343.187	694.800	2.037.987
12	1.343.187	694.800	2.037.987
13	1.343.187	694.800	2.037.987
14	1.343.187	694.800	2.037.987
15	1.343.187	694.800	2.037.987
Rooftop	846.784	277.920	1.124.704
Total			38.880.464

Dari hasil analisa SAP2000 diperoleh beban hidup dan beban mati (1D + 1L) sebesar 38.880.464 kg



Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Base Reactions

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
►	GEMPA X	LinRespSpec	Max	1810633.03	498474.4	0.17	18956887.59	69417123.87	47693829.37
	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	543189.91	1661581.33	-0.16	63189625.29	20825137.16	69340637.86
	1D + 1L	Combination		000000002395	000000001396	39611955.36	942764538	-1624090170	0.0000000254

Record: 1 of 3

Add Tables... Done

Gambar 5.5 Hasil Output SAP2000 Base Reaction

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil SAP2000 adalah sebagai berikut:

$$39.611.955,36 \text{ kg} - 38.880.464 \text{ kg} = 731.490,89 \text{ kg}$$

Sehingga diperoleh persentase:

$$\frac{731.490,89}{39.611.955,36} \times 100 = 1,88 \% < 5\% (OK)$$

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh kesimpulan bahwa permodelan telah mendekati keadaan sesungguhnya.

5.4.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah *horizontal orthogonal* dari respon yang ditinjau (SNI 1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program SAP2000 untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Rasio Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0	0,718	1,2E-20
MODAL	Mode	2	0,713	0,718	4,6E-19
MODAL	Mode	3	0,713	0,718	4,6E-19
MODAL	Mode	4	0,713	0,861	2,6E-16
MODAL	Mode	5	0,865	0,861	2,6E-16
MODAL	Mode	6	0,865	0,861	2,6E-16
MODAL	Mode	7	0,865	0,909	6,5E-15
MODAL	Mode	8	0,912	0,909	1,6E-13
MODAL	Mode	9	0,912	0,909	1,6E-13

MODAL	Mode	10	0,912	0,935	1,9E-13
MODAL	Mode	11	0,937	0,935	1,9E-13
MODAL	Mode	12	0,937	0,935	3,8E-13
MODAL	Mode	13	0,937	0,935	3,8E-13
MODAL	Mode	14	0,937	0,935	2,8E-01
MODAL	Mode	15	0,937	0,935	2,8E-01

Dari Tabel 5.2 di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 91,2% pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,9% pada moda ke 7. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode alami fundamental (T_a) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$T_a = C_t \cdot h_n^x$ (nilai C_t dan x diambil dari Tabel 15 SNI 03-1726-2012)

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 60$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 60^{0,75} = 1,576 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,960$, maka $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1,576 \cdot 1,4 = 2,206 \text{ detik}$$

Tabel 5.5 Periode dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1,748696	0,550
MODAL	Mode	2	1,586083	0,629

MODAL	Mode	3	1,351247	0,715
MODAL	Mode	4	0,557996	1,658
MODAL	Mode	5	0,510588	1,914
MODAL	Mode	6	0,432079	2,183
MODAL	Mode	7	0,290916	3,048
MODAL	Mode	8	0,266575	3,589
MODAL	Mode	9	0,227011	4,061
MODAL	Mode	10	0,186136	4,591
MODAL	Mode	11	0,172099	5,396
MODAL	Mode	12	0,14998	6,000
MODAL	Mode	13	0,144759	6,252
MODAL	Mode	14	0,144759	6,408
MODAL	Mode	15	0,144714	6,408

Dari Tabel 5.5 di atas didapat $T_c = 1,748$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur apartemen Bale Hinggil masih memenuhi syarat SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,839}{8/1} = 0,104875 \approx 0,105$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s\max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,960}{1,748 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0686 < 0,105$$

(Not OK)

Dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s\min} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \cdot 0,839 \cdot 1 > 0,01 \\ &= 0,036916 \geq 0,01 \rightarrow (OK) \end{aligned}$$

Maka: $C_{s\min} < C_s > C_{s\max}$
 $0,0369 < 0,105 > 0,0686$

Maka yang dipakai $C_{s\max} = 0,0686$

Jika nilai $S_1 \geq 0,6g$, maka nilai C_s diperoleh dengan menggunakan persamaan: $C_s = \frac{0,5 S_1}{(R/I)}$

Syarat:

$$\begin{aligned} S_1 &\geq 0,6g \\ 0,600 &< 5,886 \text{ (Rumus tidak dipakai)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diperoleh $S_1 < 0,6g$, maka rumus diatas tidak digunakan, sehingga nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s\max} = 0,0686$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur Apartemen Bale Hinggil adalah sebagai berikut:

Tabel 5.6 Reaksi Dasar Struktur

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
1,4D	Combination		-2.91E-10	-1,21E-11	34393013,4
1,2D + 1,6L	Combination		4.01E-10	-5,84E-11	46079917,77
1,2D + 1L + 1EX	Combination	Max	1,9E+06	5.2E+05	39854846,32
1,2D + 1L + 1EX	Combination	Min	-1,9E+06	-5.2E+05	39854845,23
1,2D + 1L + 1EY	Combination	Max	6.5E+05	1.9E+06	39854846,59
1,2D + 1L + 1EY	Combination	Min	-6.5E+05	-1.9E+06	39854844,95

0,9D + 1EX	Combination	Max	1.9E+06	5E+05	22109794,87
0,9D + 1EX	Combination	Min	-1.9E+06	-5E+05	22109793,78
0,9D + 1EY	Combination	Max	6.5E+05	1.9E+06	22109795,14
0,9D + 1EY	Combination	Min	-6.5E+05	-1.9E+06	22109793,51
1D+1L	Combination		3.0E-10	-3.8E-11	39611955,36

Dari Tabel 5.6 di atas didapat berat total struktur adalah 39.611.955,36 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0686 \cdot 39.611.955,36 \text{ kg} \\
 &= 2.717.380,138 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut :

Tabel 5.7 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Beban Gempa	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	1810633,03	498474,4
Gempa Arah Y	543189,91	1661581,33

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Arah-x :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\
 1.810.633,03 \text{ kg} &> 0,85 \cdot 2.717.380,138 \text{ kg} \\
 1.810.633,03 \text{ kg} &< 2.309.773,117 \text{ kg} \dots \text{ not ok}
 \end{aligned}$$

- Arah-y :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\
 1.661.581,33 \text{ kg} &> 0,85 \cdot 2.717.380,138 \text{ kg} \\
 1.661.581,33 \text{ kg} &< 2.309.773,117 \text{ kg} \dots \text{ not ok}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar (V) lebih besar dari gaya geser dasar ragam (Vt) sehingga gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil

analisis perlu diperbesar dan untuk analisis selanjutnya menggunakan analisis respons spektrum.

Tabel 5.8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa dengan Perbesaran

Beban Gempa	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	2309867,3	635932,84
Gempa Arah Y	755142,52	2309867,3

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$
 $2.309.867,3 \text{ kg} > 2.309.773,117 \text{ kg} \dots \text{ok}$
- Arah-y :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$
 $2.309.867,3 \text{ kg} > 2.309.773,117 \text{ kg} \dots \text{ok}$

5.4.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ_s dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a = 0,020 h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Tabel 5.9 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat
Beban Gempa Arah X

Lantai	hi	Δ	δx_e	δx	Δa	$\delta x \leq \Delta a$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
15	4000	87,188	4,008	16,032	80	Ok
14	4000	83,18	4,647	18,588	80	Ok
13	4000	78,533	5,329	21,316	80	Ok
12	4000	73,204	5,931	23,724	80	Ok
11	4000	67,273	6,337	25,348	80	Ok
10	4000	60,936	6,531	26,124	80	Ok
9	4000	54,405	6,834	27,336	80	Ok
8	4000	47,571	7,038	28,152	80	Ok
7	4000	40,533	7,107	28,428	80	Ok
6	4000	33,426	6,911	27,644	80	Ok
5	4000	26,515	6,479	25,916	80	Ok
4	4000	20,036	6,295	25,18	80	Ok
3	4000	13,741	5,928	23,712	80	Ok
2	4000	7,813	5,118	20,472	80	Ok
1	4000	2,695	2,695	10,78	80	Ok

Tabel 5.10 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat
Beban Gempa Arah Y

Lantai	hi	Δ	δx_e	δx	Δa	$\delta x \leq \Delta a$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
15	4000	108,461	3,96	15,84	80	Ok
14	4000	104,501	4,861	19,444	80	Ok
13	4000	99,64	5,862	23,448	80	Ok
12	4000	93,778	6,763	27,052	80	Ok
11	4000	87,015	7,403	29,612	80	Ok

10	4000	79,612	7,755	31,02	80	Ok
9	4000	71,857	8,275	33,1	80	Ok
8	4000	63,582	8,711	34,844	80	Ok
7	4000	54,871	9,012	36,048	80	Ok
6	4000	45,859	9,082	36,328	80	Ok
5	4000	36,777	8,859	35,436	80	Ok
4	4000	27,918	8,77	35,08	80	Ok
3	4000	19,148	8,365	33,46	80	Ok
2	4000	10,783	7,169	28,676	80	Ok
1	4000	3,614	3,614	14,456	80	Ok

Dari hasil analisa Tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Analisis Struktur

Setelah melakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu SAP 2000, elemen-elemen struktur akan dianalisa sesuai dengan ketentuan-ketentuan perencanaan struktur berdasarkan SNI 1729 2015.

6.2 Perencanaan Elemen Struktur Primer

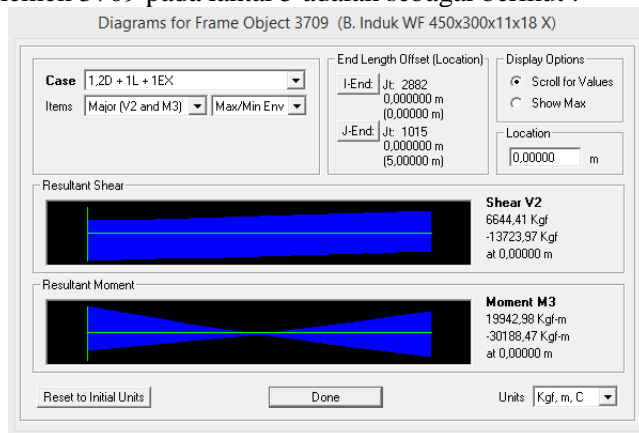
6.2.1 Balok Induk

6.2.1.1 Balok Induk Memanjang (Arah X)

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 450 × 300 × 11 × 18

$$\begin{aligned}
 W &= 124 \text{ kg/m} & r &= 24 \text{ mm} & h_w &= 450 - 2(18 + 24) \\
 A &= 157,4 \text{ cm}^2 & Z_x &= 2728 \text{ cm}^3 & &= 366 \text{ mm} \\
 t_w &= 11 \text{ mm} & i_y &= 7,18 \text{ cm} & b_f &= 300 \text{ mm} \\
 t_f &= 18 \text{ mm} & I_x &= 56100 \text{ cm}^4 & i_x &= 18,9 \text{ cm} \\
 d &= 440 \text{ mm} & I_y &= 8110 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$

- a. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang elemen 3709 pada lantai 5 adalah sebagai berikut :



Gambar 6.1 Gaya Dalam Balok Induk Arah X

$$M_u = 30188,47 \text{ kgm} \quad f = 0,165 \text{ mm}$$

$$V_u = 13723,97 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 18} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 \leq 10,75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{366}{11} = 33,27$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 33,36 \leq 106,36 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2728 = 6820000 \text{ kgcm} \\ &= 68200 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 68200$$

$$= 61380 \text{ kgm} > 30188,47 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga

$$L_b = 40 \text{ cm.}$$

$$L_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 357,423 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 40 \leq 357,423 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2728 = 6820000 \text{ kgcm} \\ &= 68200 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 68200$$

$$= 61380 \text{ kgm} > 30188,47 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{356}{11} = 32,36$$

$$1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{5x \frac{2x10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 32,36 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v = 0,6 x 2500 x (44 x 1,1) x 1 = 72600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 72600$$

$$= 65340 \text{ kg} > 13732,97 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- d. Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1,39 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0,0165 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0,0165 \leq 1,39 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

6.2.1.2 Balok Induk Melintang (Arah Y)

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 450 × 300 × 11 × 18

$$W = 124 \text{ kg/m} \quad r = 24 \text{ mm} \quad h_w = 450 - 2(18 + 24)$$

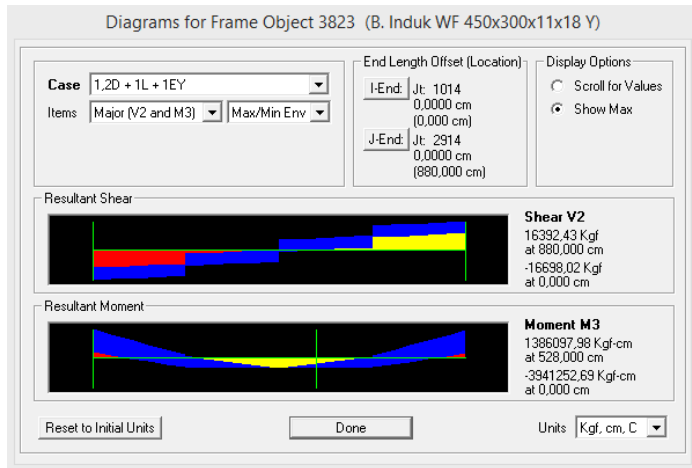
$$A = 157,4 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 2728 \text{ cm}^3 \quad = 366 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm} \quad i_y = 7,18 \text{ cm} \quad b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 18 \text{ mm} \quad I_x = 56.100 \text{ cm}^4 \quad i_x = 18,9 \text{ cm}$$

$$d = 450 \text{ mm} \quad I_y = 8110 \text{ cm}^4$$

- a. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk melintang elemen 3823 pada lantai 5 adalah sebagai berikut :



Gambar 6.2 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y

$$M_u = 39412,53 \text{ kgm} \quad f = 0,55 \text{ cm}$$

$$V_u = 16698,02 \text{ kg}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 \leq 10,75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{366}{11} = 33,27$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 33,36 \leq 106,36 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2728 = 6820000 \text{ kgcm}$
 $= 68200 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 68200$$

$$= 61380 \text{ kgm} > 39412,53 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga
 $L_b = 220 \text{ cm}$.

$$L_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 357,423 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 220 \leq 357,423 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2728 = 6820000 \text{ kgcm}$
 $= 68200 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 68200$$

$$= 61380 \text{ kgm} > 39412,53 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{356}{11} = 32,36$$

$$1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{5x \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{tw} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 32,36 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times (44 \times 1,1) \times 1 = 72600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 72600$$

$$= 65340 \text{ kg} > 16698,02 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 880 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{880}{360} = 2,44 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

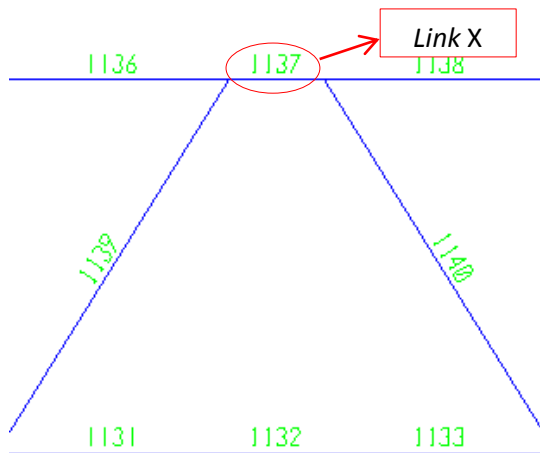
$$f = 0,55 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0,55 \leq 2,44 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

6.2.2 Balok *Link* SRBE

6.2.2.1 Balok *Link* SRBE Memanjang (Arah X)

Pada Perhitungan *link* arah X dipilih pada lantai 2 pada elemen 1137



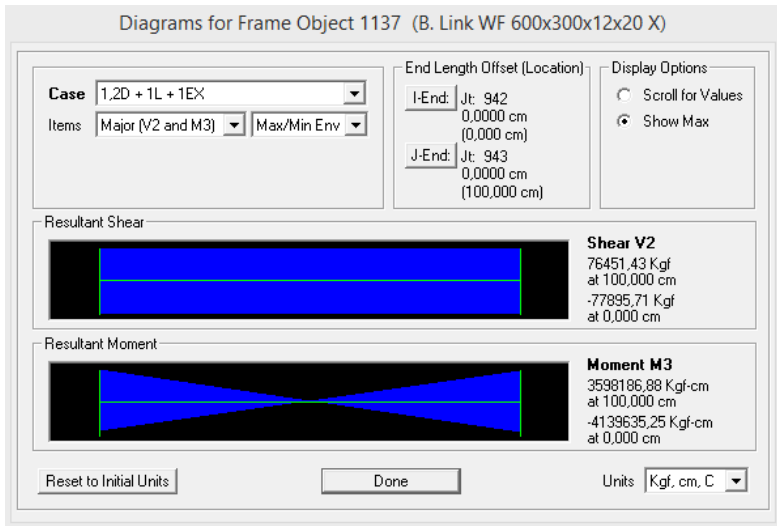
Gambar 6.3 Elemen *Link* Arah X

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 12 x 20 dengan data- data sebagai berikut:

d = 588 mm	ix = 24,8 cm
bf = 300 mm	iy = 6,85 cm
tf = 20 mm	Zx = 4309 cm ³
tw = 12 mm	Zy = 920 cm ³
A = 192,5 cm ²	Sx = 4020 cm ³

$$\begin{aligned}
 q &= 151 \text{ kg/m} & S_y &= 601 \text{ cm}^3 \\
 I_x &= 118000 \text{ cm}^4 & r &= 28 \text{ cm} \\
 I_y &= 9020 \text{ cm}^4 & h &= d - 2(tf+r) \\
 F_y &= 250 \text{ Mpa (BJ-41)} & &= 492 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil dari *output* SAP 2000 untuk *link* arah X diperoleh gaya dalam sebesar :



Gambar 6.4 Gaya Dalam *Link* Arah X

$$\begin{aligned}
 V_u &= 77895,71 \text{ kg} \\
 M_u &= 41396,35 \text{ kgm} \\
 \Delta e &= 0,01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = 8,54$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Pelat badan

$$\begin{aligned}
 N_y &= A_g \times f_y \\
 &= 192,5 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$= 488750 \text{ kg}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot Ny} = \frac{0}{0,9 \cdot 668500} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot Ny}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0) = 86,33$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$Ny = Ag \times fy$$

$$= 192,5 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 488750 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat geser

$$Vp = 0,6 \cdot fy \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (58,8 - 2 \cdot 2) \cdot 1,2$$

$$= 98640 \text{ kg (menentukan)}$$

$$Mpx = fy \times Zx = 2500 \times 4309 = 10772500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot Sx \cdot fy = 1,5 \cdot 4020 \cdot 2500 = 15075000 \text{ kg.cm}$$

$$Mpx \text{ menentukan} = 10772500 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot Mp / e = 2 \cdot 10772500 / 100 = 215450 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot Vn = 0,9 \cdot 98640 = 88776 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot Vn > Vu = 88776 \text{ kg} > 77895,71 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot Mp / Vp = 1,6 \cdot 10772500 / 98640 = 174,74 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot Mp / Vp = 2,6 \cdot 10772500 / 98640 = 283,95 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} < 1,6 \cdot Mp / Vp$$

Karena $e < 1,6 \cdot Mp / Vp$, berdasarkan SNI 1729-2015

Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08 \text{ radian}$

$$\Delta = Cd \cdot \Delta e = 4 \cdot 0,01 \text{ mm} = 0,04 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{600}{100}\right) \cdot \left(\frac{0,04}{400}\right) = 0,0001 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

6.2.2.2 Pengaku *Link* Memanjang (Arah X)

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bresing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,2 - 58,8/5 = 24,24 \text{ cm}$$

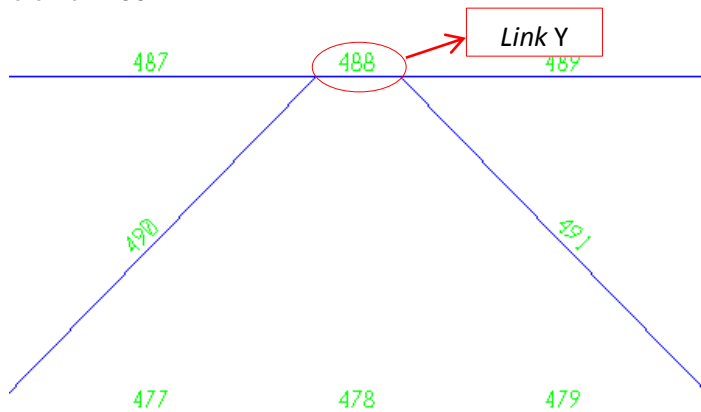
Untuk $\alpha \leq 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,2 - 58,8/5 = 50,64 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm.

6.2.2.3 Balok *Link* SRBE Melintang (Arah Y)

Pada Perhitungan *link* arah Y dipilih pada lantai 3 pada elemen 488

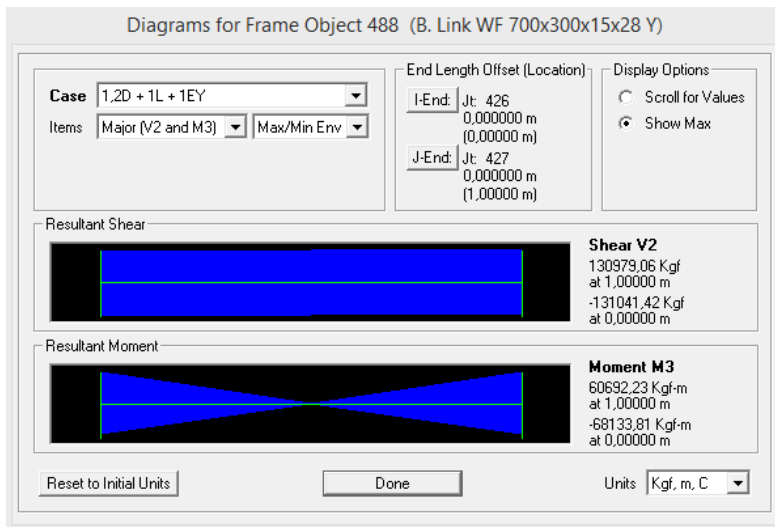


Gambar 6.5 Elemen *Link* Arah Y

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 708 mm	ix	= 29,4 cm
bf	= 302 mm	iy	= 6,86 cm
tf	= 28 mm	Zx	= 7344 cm ³
tw	= 15 mm	Zy	= 1314 cm ³
A	= 273,6 cm ²	Sx	= 6700 cm ³
q	= 215 kg/m	Sy	= 853 cm ³
Ix	= 237000 cm ⁴	r	= 28 cm
Iy	= 12900 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 596 mm

Hasil dari *output* SAP 2000 untuk *link* arah X diperoleh gaya dalam sebesar :



Gambar 6.6 Gaya Dalam *Link* Arah Y

$$\begin{aligned} V_u &= 131041,42 \text{ kg} \\ M_u &= 68133,81 \text{ kgm} \\ \Delta e &= 0,003 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2.28} = 5,39$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$N_y = A_g \times f_y$$

$$= 273,6 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 684000 \text{ kg}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{0}{0,9 \cdot 528750} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0) = 86,33$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y$$

$$= 273,6 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 684000 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat geser

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (70,8 - 2 \cdot 2,8) \cdot 1,5$$

$$= 146700 \text{ kg (menentukan)}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 7344 = 18360000 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot S_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 6700 \cdot 2500 = 25125000 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 18360000 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 18360000 / 100 = 367200 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_n = 0,9 \cdot 146700 = 132030 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_n > V_u = 132030 \text{ kg} > 131041,42 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot Mp / Vp = 1,6 \cdot 18360000 / 146700 = 200,25 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot Mp / Vp = 2,6 \cdot 18360000 / 146700 = 325,40 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} < 1,6 \cdot Mp / Vp$$

Karena $e < 1,6 \cdot Mp / Vp$, berdasarkan SNI 1729-2015

Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08 \text{ radian}$

$$\Delta = Cd \cdot \Delta e = 4 \cdot 0,003 \text{ mm} = 0,012 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{880}{100} \right) \cdot \left(\frac{0,012}{400} \right) = 0,00003 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

6.2.2.4 Pengaku *Link* Memanjang (Arah Y)

Berdasarkan SNI 1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang *bressing* pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08 \text{ radian}$

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,5 - 70,8/5 = 30,84 \text{ cm}$$

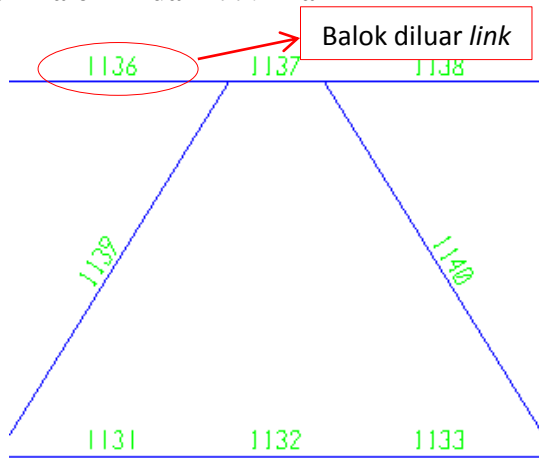
Untuk $\alpha \leq 0,02 \text{ radian}$

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,5 - 70,8/5 = 63,84 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

6.2.3 Balok Diluar *Link* SRBE

6.2.3.1 Balok Diluar *Link* Arah X



Gambar 6.7 Elemen Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 12 x 20, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 588 mm	ix	= 24,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,85 cm
tf	= 20 mm	Zx	= 4309 cm ³
tw	= 12 mm	Zy	= 920 cm ³
A	= 192,5 cm ²	Sx	= 4020 cm ³
q	= 151 kg/m	Sy	= 601 cm ³
Ix	= 118000 cm ⁴	r	= 28 cm
Iy	= 9020 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 492 mm

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y.V_n$. Dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang

dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (58,8 - 2 \cdot 2) \cdot 1,2 = 98640 \text{ kg}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 10772500 / 100 = 215450 \text{ kg}$$

V_n menentukan = 98640 kg

$$\text{Maka, } V_n = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 98640$$

$$= 162756 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \cdot 2} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41,00$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 4309 \times 2500 = 10772500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 10772500 \text{ kg.cm}$$

$$= 9695250 \text{ kg.cm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{600 - 100}{2} = 250$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(250/58,8)^2} = 5,28$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,19 \cdot 2000000}{2500}} = 71,47$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 41 < 71,47 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (58,8 \times 1,2) \times 1,5 = 158760 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 158760 \text{ kg} = 142884 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur

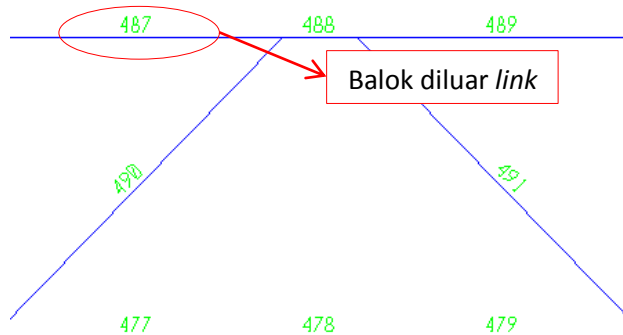
Pada perhitungan balok diluar *link* arah x dipilih balok pada elemen 1056 dengan $M_u = 3036815,57 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{3036815,57}{9695250} + 0,625 \frac{162756}{142884} \leq 1,375$$

$$1,03 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.3.2 Balok Diluar *Link* Arah Y



Gambar 6.8 Elemen Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 700 x 300 x 15 x 28, dengan data- data sebagai berikut:

d = 708 mm	ix = 29,4 cm
bf = 302 mm	iy = 6,86 cm
tf = 28 mm	Zx = 7344 cm ³
tw = 15 mm	Zy = 1314 cm ³
A = 273,5 cm ²	Sx = 6700 cm ³
q = 215 kg/m	Sy = 853 cm ³
Ix = 237000 cm ⁴	r = 28 cm
Iy = 12900 cm ⁴	h = d - 2(tf+r)
Fy = 250 Mpa (BJ-41)	= 596 mm

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y.V_n$. Dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (70,8 - 2 \cdot 2,8) \cdot 1,5 = 146700 \text{ kg}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 18360000 / 100 = 367200 \text{ kg}$$

$$V_n \text{ menentukan} = 146700 \text{ kg}$$

$$\text{Maka, } V_n = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 146700$$

$$= 242055 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \cdot 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang
Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 18360000 \text{ kgcm}$$

$$= 16524000 \text{ kgcm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{880 - 100}{2} = 390$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(390/70,8)^2} = 5,16$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,16 \cdot 2000000}{2500}} = 70,71$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} \rightarrow 39,73 < 70,71 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (70,8 \times 1,5) \times 1,5 = 238950 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 238950 \text{ kg} = 215055 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur
Pada perhitungan balok diluar *link* arah x dipilih balok pada elemen 487 dengan $M_u = 5560049,24 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

$$\frac{5560049,24}{16524000} + 0,625 \frac{242055}{215055} \leq 1,375$$

$$0,71 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.4 Bressing WF 400.400.15.15

6.2.4.1 Bressing Arah X

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bressing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bressing harus lebih besar dari pada kuat perlu elemen *link*.

Bressing arah X direncanakan menggunakan profil WF 400 x 400 x 15 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 388 mm	ix	= 16,6 cm
bf	= 402 mm	iy	= 9,54 cm
tf	= 15 mm	Zx	= 2817 cm ³
tw	= 15 mm	Zy	= 1233 cm ³
A	= 178,5 cm ²	Sx	= 2520 cm ³
q	= 140 kg/m	Sy	= 809 cm ³
Ix	= 49000 cm ⁴	r	= 22 cm
Iy	= 16300 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 314 mm
α	= 57,99°		

$$\begin{aligned} Vu &= 1,25 \cdot Ry \cdot Vn \\ &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 98640 \\ &= 184950 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pu tekan} &= \frac{Vu}{\sin \alpha} \\ &= \frac{184950}{\sin \alpha} \end{aligned}$$

$$= 218101,9 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Pu tarik} &= \frac{Vu}{\sin \alpha} \\ &= \frac{184950}{\sin \alpha} \\ &= 218101,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{388}{2 \cdot 15} = 13,40$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{15} = 20,93$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Kontrol kelangsingan

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt{250^2 + 400^2} = 471,7 \text{ cm}$$

$$\text{Arah x} \rightarrow \lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{471,7 \times 1}{16,6} = 28,42$$

$$\text{Arah y} \rightarrow \lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{471,1 \times 1}{9,65} = 48,88 \text{ (menentukan !)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{48,88^2} = 8268,07 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan kritis F_{cr} , ditentukan sebagai berikut:

$$\frac{L_k}{i} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$48,88 \leq 4,71 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}}$$

$$48,88 \leq 133,22$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,685 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right] \cdot F_y \\ &= \left[0,685 \sqrt{\frac{2500}{8268,07}} \right] \cdot 2500 \\ &= 2202,81 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Bresing tarik

$$\begin{aligned} P_{max} &= R_y \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 1,5 \cdot 2500 \cdot 178,5 = 669375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 669375 \text{ kg} = 602437,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 602437,5 \text{ kg} > 218101,9 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$\begin{aligned} P_{max} &= 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 178,5 \cdot 2202,81 \\ &= 648783 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 648783 \text{ kg} = 551465,55 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 551465,55 \text{ kg} > 218101,9 \text{ kg (OK)}$$

6.2.4.2 Bresing Arah Y

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang

ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu elemen *link*.

Bressing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 400 x 400 x 15 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 388 mm	ix	= 16,6 cm
bf	= 402 mm	iy	= 9,54 cm
tf	= 15 mm	Zx	= 2817 cm ³
tw	= 15 mm	Zy	= 1233 cm ³
A	= 178,5 cm ²	Sx	= 2520 cm ³
q	= 140 kg/m	Sy	= 809 cm ³
Ix	= 49000 cm ⁴	r	= 22 cm
Iy	= 16300 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 314 mm
α	= 45,73 ⁰		

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 146700 \\
 &= 275062,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ tekan} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{275062,5}{\sin \alpha} \\
 &= 384165,43 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ tarik} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{275062,5}{\sin \alpha} \\
 &= 384165,43 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{388}{2.15} = 13,40$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{15} = 20,93$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kelangsingan

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt{390^2 + 400^2} = 558,7 \text{ cm}$$

$$\text{Arah x} \rightarrow \lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{558,7 \times 1}{16,6} = 33,65$$

$$\text{Arah y} \rightarrow \lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{558,7 \times 1}{9,65} = 58,56 \text{ (menentukan !)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{58,56^2} = 5760,79 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan kritis F_{cr} , ditentukan sebagai berikut:

$$\frac{L_k}{i} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$58,56 \leq 4,71 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}}$$

$$58,56 \leq 133,22$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left[0,685 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \\
 &= \left[0,685 \frac{2500}{5760,79} \right] \cdot 2500 \\
 &= 2084,76 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Bresing tarik

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= R_y \cdot F_y \cdot A_g \\
 &= 1,5 \cdot 2500 \cdot 178,5 = 669375 \text{ kg} \\
 \phi_c P_n &= 0,90 \times 669375 \text{ kg} = 602437,5 \text{ kg} \\
 \phi_c P_n &> P_u \rightarrow 602437,5 \text{ kg} > 384165,43 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

Bresing tekan

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} \\
 &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 178,5 \cdot 2084,76 \\
 &= 614013,64 \text{ kg} \\
 \phi_c P_n &= 0,9 \times 614013,64 \text{ kg} = 552612,28 \text{ kg} \\
 \phi_c P_n &> P_u \rightarrow 552612,28 \text{ kg} > 384165,43 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

6.2.5 Kolom

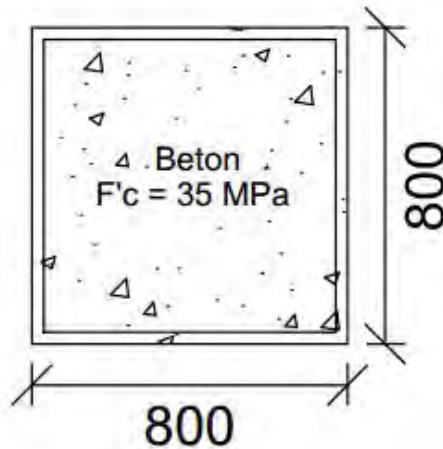
6.2.5.1 Kolom Lantai 1-5

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan komposit CFT dengan profil HSS $800 \times 800 \times 30 \times 30$ dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll}
 d = 800 \text{ mm} & I_x = 914452 \text{ cm}^4 \\
 b_f = 800 \text{ mm} & I_y = 914452 \text{ cm}^4 \\
 t_w = 30 \text{ mm} & i_x = 31,46 \text{ cm} \\
 t_f = 30 \text{ mm} & i_y = 31,46 \text{ cm} \\
 A = 924 \text{ cm}^2 & S_x = 22861,3 \text{ cm}^3 \\
 Z_x = 26694 \text{ cm}^3 & \\
 h = 540 \text{ mm} & \\
 f_y = 250 \text{ Mpa} &
 \end{array}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

$P_u = 1323248,17 \text{ kg}$
 $M_{ux} = 29942,4 \text{ kgm (M 3-3)}$
 $M_{uy} = 110564,03 \text{ kgm (M 2-2)}$
 Bahan :
 BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
 Beton : $f'_c = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 6.9 Penampang Kolom Komposit CFT $800 \times 800 \times 30 \times 30$

- a. Kuat nominal tekan kolom komposit
- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{924}{2916 + 924} = 14,44\% \geq 4\% \dots \text{OK!}$$

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{\min} = 800 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 16,33 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \dots \text{OK!}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 30} = 13,33$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63,92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 13,33 \leq 63,92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 924 + 0.85 \times 350 (2916 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 3939110 \text{ kg}$$

b. Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 30} = 13,33$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 31,68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 13,33 \leq 31,68 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 26694 = 66735000 \text{ kgcm} \\ &= 667350 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 667350 \\ &= 600615 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n (600615) \geq M_u (109524,32)$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom-d_{balok}
 $L_b = 400-45 = 355 \text{ cm}$.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 23,3 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 1566,039 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 355 \text{ cm} \leq 1566,039 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 26694 = 66735000 \text{ kgcm}$
 $= 667350 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 667350$
 $= 600615 \text{ kgm}$
 $\phi_b \cdot M_n (600615) \geq M_u (109524,32)$

- c. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua
Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}}$$

- Arah sumbu X :
- Kontrol momen terhadap beban gravitasi
 Dari SAP 2000 diperoleh *output* sebagai berikut:
 $M_1 = 1010,05 \text{ kgm}$
 $M_2 = 2223,51 \text{ kgm}$
 $C_m = 0.42$
 $P_{e1} = 11290682857 \text{ kg}$
 $B_1 = 0.42 < 1.0$ maka digunakan 1.0
- Kontrol momen terhadap beban lateral
 Dari SAP 2000 diperoleh *output* sebagai berikut:
 $P_{story} = 8817644,6 \text{ kg}$
 $P_{e_story} = 93255,86 \text{ kg}$
 $B_2 = 0,01 < 1.0$ maka digunakan 1.0
- Momen terfaktor pada sumbu X
 $M_{rx} = (1.0 \times 2223,51) + (1.0 \times 109524,32)$
 $= 111747,83 \text{ kgm}$
- Arah sumbu Y :
- Kontrol momen terhadap beban gravitasi
 Dari SAP 2000 diperoleh *output* sebagai berikut:
 $M_1 = 922,2 \text{ kgm}$
 $M_2 = 2030,13 \text{ kgm}$
 $C_m = 0.42$
 $P_{e1} = 11290682857 \text{ kg}$
 $B_1 = 0,42 < 1.0$ maka digunakan 1.0
- Kontrol momen terhadap beban lateral
 Dari SAP 2000 diperoleh *output* sebagai berikut:
 $P_{story} = 3079461,1 \text{ kg}$
 $P_{e_story} = 317878,52 \text{ kg}$
 $B_2 = 0,42 \geq 1.0$ dapat dipakai

- Momen terfaktor pada sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{ry} &= (1.0 \times 2030,13) + (1.0 \times 109524,32) \\ &= 111554,45 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$\begin{aligned} P_r &= (435206,13) + (1.0 \times 1328365,14) \\ &= 1763571,27 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- d. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{1763571,27}{0.90 \times 3545199} = 0,50 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) &\leq 1.0 \\ \frac{1763571,27}{0.9 \times 3939110} + \frac{8}{9} \left(\frac{111747,83}{600615} + \frac{111554,45}{600615} \right) &= 0,78 \end{aligned}$$

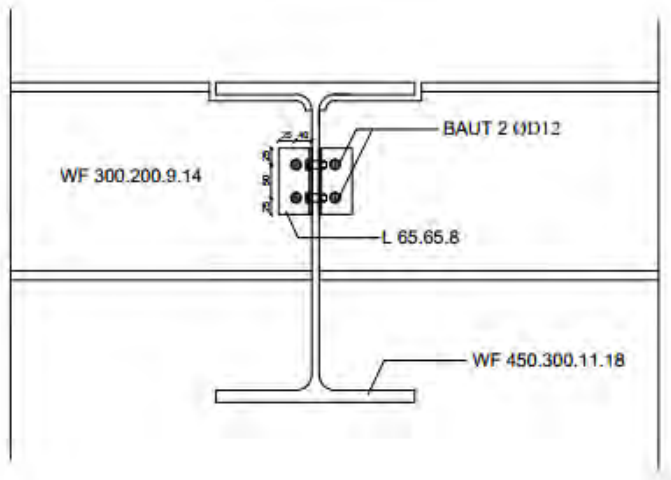
Hasil kontrol interaksi yaitu $0,78 \leq 1.00$, maka kolom dapat dipakai.

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan balok anak dengan balok induk

Sambungan balok induk dengan balok anak merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai sebesar $V_u = 5410,63$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $65 \times 65 \times 8$



Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

- Sambungan siku dengan balok anak
Direncanakan :
Diameter baut = 12 mm ($A_b = 1,131 \text{ cm}^2$)
Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\phi.V_n = \phi \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.131$$

$$= 7000,714 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\emptyset.Rn = \emptyset \times 2,4 \times db \times tp \times fu$$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$$

$$= 7084,8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{5410,63}{7084,8} = 0,77, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok induk dengan siku

Direncanakan :

Diameter baut = 12 mm ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\emptyset.Vn = \emptyset \times r_1 \times fu \times m \times Ab$$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 1.131$$

$$= 3499,031 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\emptyset.Rn = \emptyset \times 2.4 \times db \times tp \times fu$$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0,8 \times 4100$$

$$= 6199,2 \text{ kg}$$

$$n = \frac{5410,63}{3499,031} = 1,54, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$Ag = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset.fy.Ag = 0.9 \times 2500 \times 8$$

$$= 18000 \text{ kg} > 5410,63 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Kontrol patah

$$\emptyset_{\text{lubang}} = 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 13,5 \text{ mm}$$

$$= 1,35 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t_1$$

$$= (L - n \emptyset_{\text{lubang}}) \cdot t_1$$

$$\begin{aligned}
 &= (10 - 2 \times 1.35) \times 0,8 \\
 &= 5,84 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset.f_u.A_{nv} &= 0,75 \times 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 5,84 \\
 &= 10774,8 \text{ kg} > 5410,63 \text{ kg} \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

7.2 Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungannya sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 1541,13 \text{ kg}$. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $40 \times 40 \times 4$

- Sambungan siku dengan balok utama tangga

Direncanakan :

Diameter baut = 8 mm ($A_b = 0.503 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 \emptyset.V_n &= \emptyset \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 0.503 \\
 &= 3112,3125 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}
 \emptyset.R_n &= \emptyset \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times 4100 \\
 &= 2361,6 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{1541,13}{2361,61} = 0.65, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku

Direncanakan :

Diameter baut = 8 mm ($A_b = 0.503 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

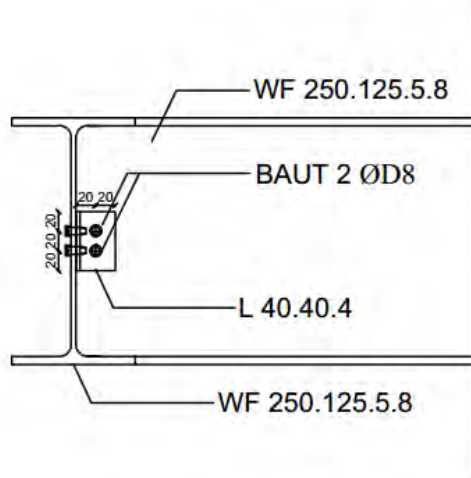
Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 0.503 \\ &= 1556,156 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{1541,13}{1556,156} = 0,99, \text{ dipasang 2 buah}$$



Gambar 7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 6 \times 0,4 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\emptyset.f_y.A_g &= 0.9 \times 2500 \times 2,4 \\ &= 5400 \text{ kg} > 1541,63 \text{ kg} \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Kontrol patah

$$\varnothing_{\text{lubang}} = 8 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 9.5 \text{ mm}$$

$$= 0.95 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t_1$$

$$= (L - n \varnothing_{\text{lubang}}) \cdot t_1$$

$$= (6 - 2 \times 0.95) \times 0.4 = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing.fu.Anv = 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 1.64$$

$$= 3025.8 \text{ kg} > 1541.63 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

7.3 Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungannya sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 1920.27 \text{ kg}$. Sambungan ini direncanakan dengan plat sambung.

- Kontrol plat sambung yang digunakan

$$t_p \leq \frac{f_u}{f_{yp}} t \quad (t = \text{tebal profil HSS})$$

$$= \frac{4100}{2500} \times 3$$

$$= 4.92 \text{ cm}$$

Dipakai $t_p = 0.5 \text{ cm}$

- Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

Diameter baut = 10 mm ($A_b = 0.785 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\varnothing.V_n = \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 0.785$$

$$= 4857.1875 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 0.5 \times 4100 \\ &= 3690 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

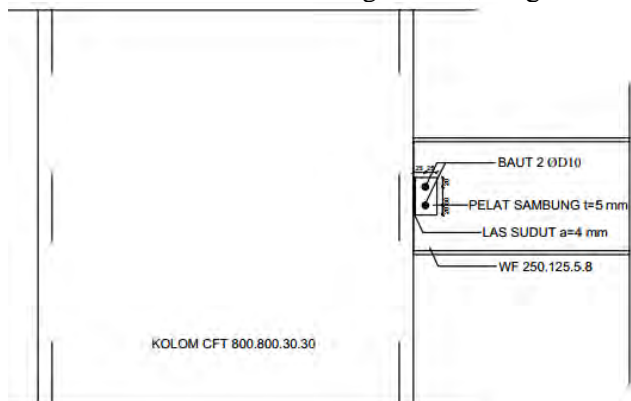
$$n = \frac{1920,27}{3690} = 0.52, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan kolom dengan plat sambung
Direncanakan menggunakan las F_{e100xx} :
Ketebalan tertipis material pada sambungan = 5 mm
sehingga ketebalan las minimum $w = 3$ mm
Digunakan ketebalan las $w = 4$ mm

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0.4) \times 8.00 \\ &= 4.53 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0.6 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 4219.80 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 4219.80 \times 4.53 \\ &= 14336.77 \text{ kg} > 1920,27 \text{ kg} \dots \text{OK!}\end{aligned}$$



Gambar 7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Kontrol plat penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 8 \times 0.5 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\phi.f_y.A_g = 0.9 \times 2500 \times 4$$

$$= 9000 \text{ kg} > 1920,27 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Kontrol patah

$$\phi_{\text{lubang}} = 10 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 11.5 \text{ mm}$$

$$= 1.15 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t_1$$

$$= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_1$$

$$= (8 - 2 \times 1.15) \times 0.5$$

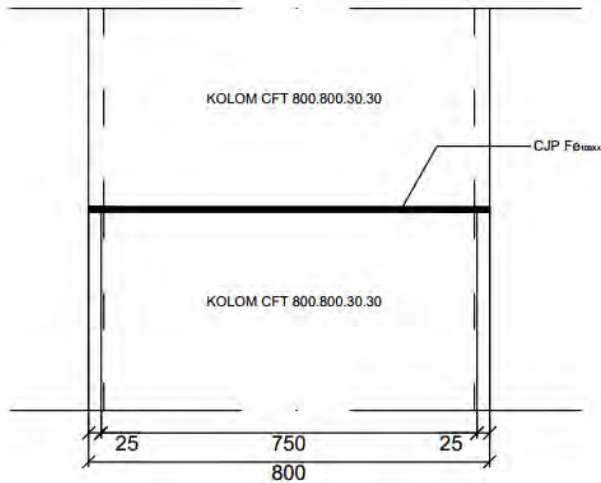
$$= 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi.f_u.A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 2.85$$

$$= 5258,28 \text{ kg} > 1920,27 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

7.4 Sambungan kolom dengan kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan pada lantai 2 pada menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{e100XX} . Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.



Gambar 7.4 Sambungan Kolom dengan Kolom

- Sambungan las pada kolom
Kontrol tegangan las akibat P_u dan M_u :

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{M_u}{d_c} \pm P_u \\
 &= \frac{66074,43}{80,00} + 445295,8 \\
 &= 446121,7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh :

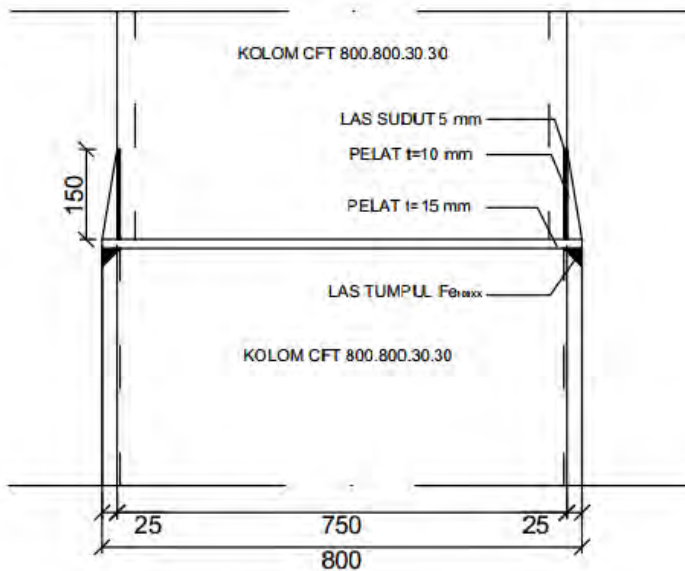
$$\begin{aligned}
 F_{nw} = f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \\
 \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times 4100 \times (1 \times 320) \\
 &= 984000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{15067,04}{984000} \right)^2 + \left(\frac{446121,7}{984000} \right)^2 = 0.21 \leq 1.0 \text{ ...OK!}$$

Sambungan kolom 800.800.30.30 dengan kolom 750.750.30.30

Sambungan kolom 800.800.30.30 dengan kolom 750.750.30.30 direncanakan pada lantai 5 pada menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{e100XX} . Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.



Gambar 7.5 Sambungan Kolom dengan Kolom

- Sambungan las pada kolom
Kontrol tegangan las akibat P_u dan M_u :

$$T_u = \frac{M_u}{d_c} \pm P_u$$

$$= \frac{25081,03}{75.00} + 132412,29$$

$$= 132746,704 \text{ kg}$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh :

$$F_{nw} = f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_{nh} = 0.75 F_{nw} A_{we}$$

$$= 0.75 \times 4100 \times (1 \times 320)$$

$$= 984000 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{10636,79}{984000} \right)^2 + \left(\frac{132746,704}{984000} \right)^2 = 0,02 \leq 1.0 \dots \text{OK!}$$

- Perhitungan ketebalan plat

$$f_{p_{\max}} = 0,65 \times 0,85 \times 35$$

$$= 19,33 \text{ MPa}$$

$$q_{\max} = 19,33 \times 800 = 15470 \text{ N/mm}$$

$$Y = \frac{P_u}{q_{\max}}$$

$$= \frac{132746,704}{15470} = 85,81 \text{ mm}$$

Sisi desak : pelat kantilever $m = 25 \text{ mm} < Y = 85,81 \text{ mm}$,
maka tebal pelat landasan untuk memikul gaya reaksi beton
adalah :

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot Y} = \frac{132746,704}{800 \times 85,81} = 19,33 \text{ MPa}$$

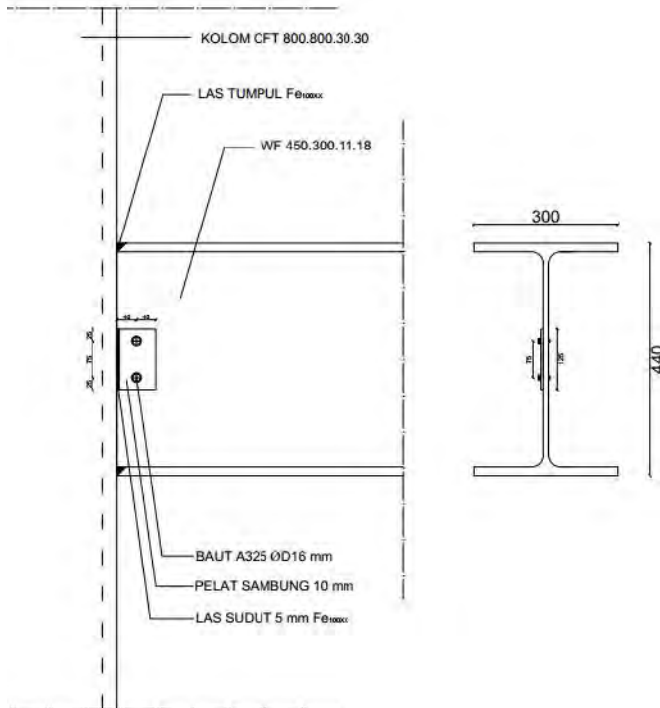
$$t_p \geq 1,5 \text{ m} \sqrt{\frac{f_p}{f_y}}$$

$$t_p \geq 1,5 \cdot 25 \sqrt{\frac{19,33}{250}} = 10,42$$

Maka tebal pelat landasan yang dipakai 15 mm.

7.5 Sambungan balok dengan kolom

Sambungan menghubungkan balok profil WF 450 × 300 × 11 × 18 dengan kolom komposit CFT dengan profil HSS 800 × 800 × 30 × 30 dengan mutu inti beton = 35 MPa. Sambungan direncanakan dengan las dengan ketentuan gaya dalam sesuai Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).



Gambar 7.6 Sambungan Balok dengan Kolom

- a. Sambungan tipe geser dipasang sebagai penumpu beban mati balok dan beban pekerja saat proses pengelasan.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

$$V_D = (147 \times 6)/2 = 441 \text{ kg}$$

$$V_L = 100/2 = 50 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1.2D + 1.6L \\ &= (1.2 \times 441) + (1.6 \times 50.00) \\ &= 609,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol leleh pada plat sambung

$$\text{Mutu baja plat sambung} = \text{BJ41}$$

$$\text{Diameter baut} = 16 \text{ mm} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ketebalan plat sambung} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang plat sambung} = 125 \text{ mm}$$

- Kontrol patah pada plat sambung

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1.5 \text{ mm})t \\ &= (1.00 \times 12.50) - 2.00 \times (1.60 + 0.15) \times 1.00 \\ &= 9.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75(0.6)f_u A_{nv} \\ &= 0.75 \times (0.6) \times 4100 \times 9.00 \\ &= 16605 \text{ kg} > 609,2 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi n f_u^u A_b \\ &= 0.75 \times 2 \times 8250 \times 2.01 \\ &= 24873.75 \text{ kg} > 609,2 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned} 1.2l_c &= 1,2 \times (2,50 - 1,6/2) \\ &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2.4d_b &= 2,4 \times 1,6 \\ &= 3,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\ &= 0.75 \times 2 \times 1.00 \times 4100 \\ &= 6150 \text{ kg} > 609,2 \text{ kg} \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las $w = 10 \text{ mm}$ (bagian paling tipis yaitu 10 mm) dan mutu las F_{e100XX}

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0.707 \times 1,1) \times 12.50 \\ &= 9,72 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal :

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0.6 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 4219.80 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi R_{nv} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 4219.80 \times 9,72 \\ &= 30762,342 \text{ kg} > 602,9 \text{ kg} \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

- Sambungan rigid dengan alat sambung las dipasang sebagai penumpu beban aktual.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

$$\begin{aligned}V_u &= 16701,44 \text{ kg} \\ M_u &= 3942623,7 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$\begin{aligned}T_u &= \frac{M_u}{d} \\ &= \frac{3942623,7}{45} \\ &= 87613,86 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las
Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX} .

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0.707 \times 1.8) \times 30 \\ &= 38,178 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul :

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0,6 F_{EXX} (1 + 0,5 \sin^{1,5} \theta) \\ &= 0,6 \times (100 \times 70,33) \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 45^\circ) \\ &= 6015,12 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 6015,12 \times 38,178 \\ &= 172233,9385 \text{ kg} > 87790,215 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 2 R_{nh} \\ &= 2 \times 172233,9385 \text{ kg} \\ &= 344467,877 \text{ kg} > 16718,16 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_{nh}} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{16704,44}{344467,877} \right)^2 + \left(\frac{87613,86}{172233,9385} \right)^2 &= 0.26 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

7.6 Sambungan batang Bresing

Kuat perlu sambungan batang bresing ke balok harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$.

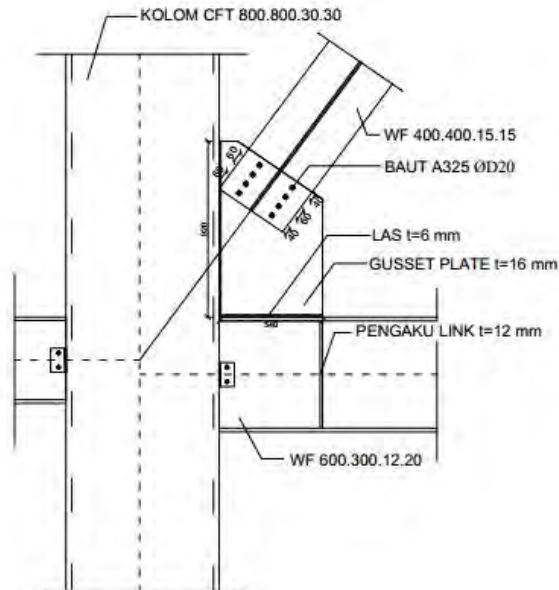
$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (38,8 - 2 \cdot 1,5) \cdot 1,5 \\ &= 80550 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7042500 / 100 \\ = 140850 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\ = 1,25 \cdot 1,5 \cdot 80550 \\ = 151031,25 \text{ kg}$$



Gambar 7.7 Sambungan Bresing Dengan Pelat Buhul

- **Sambungan pada batang bresing**

- Kontrol kuat geser

$$\phi R_n = \phi_u^c A_b \\ = 0,75 \times 8250 \times 3,143 \\ = 19446,43 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat tumpu

$$1.2l_c = 1,2 \times (4 - 2/2) \\ = 3,6 \text{ cm}$$

$$2.4d_b = 2,4 \times 2$$

$$= 4,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1,2 L_c t f_u \leq 2,4 d_b t f_u \\ &= 0,75 \times 3,6 \times 2 \times 4100 \leq 4,8 \times 2 \times 4100 \\ &= 17712 \text{ kg} \leq 39360 \text{ kg}\end{aligned}$$

Perhitungan jumlah Baut :

$$n = \frac{Vu}{\phi R_n} = \frac{151031,25}{19446,43} = 7,76$$

Dipasang 8 buah dalam 2 baris

- **Sambungan las sudut pada plat buhul**

Bahan las sudut yang digunakan adalah E100xx

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0,707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0,707 \times 1,00) \times 146 \\ &= 103,22 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal :

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0,6 F_{EXX} (1,0 + 0,5 \sin^{1,5} \theta) \\ &= 0,6 \times (100 \times 70,33) \times (1,0 + 0,5 \times \sin^{1,5} 0^\circ) \\ &= 4210,58 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_{nv} &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 4210,58 \times 103,22 \\ &= 326682,1 \text{ kg} > 151031,25 \text{ kg} \dots \textbf{OK!}\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\alpha = 58^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,53$$

$$\sin \alpha = 0,85$$

$$\begin{aligned}0,53 \cdot Vu &= 0,53 \times 151031,25 \\ &= 80046,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}0,85 \cdot Vu &= 0,85 \times 151031,25 \\ &= 128074,2 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$f_h = \frac{80046,4}{146} = 548,263 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{128074,2}{146} = 877,221 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(548,26)^2 + (877,22)^2} \\ &= 1034,46 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nv}} = \frac{1034,46}{326682,1} = 0,0032 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,0032}{0,707} = 0,0045 \text{ cm} < a \text{ min (6 mm)}$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6 cm

7.7 Sambungan kolom dengan *base plate*

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Plat sambung yang digunakan yaitu dengan ketebalan $t_p = 65 \text{ mm}$. Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar adalah :

$$P_u = 1323248,17 \text{ kg}$$

$$V_u = 18445,14 \text{ kg}$$

$$M_u = 110564,03 \text{ kgm}$$

- Sambungan Las pada End *Plate*

Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil HSS $800 \times 800 \times 30 \times 30$ dengan asumsi $t_e = 1.00 \text{ cm}$ sehingga didapat :

$$A_w = 4 \times (1 \times 80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x = I_y &= 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 1^3 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 80^3 \right) \\ &= 85346,67 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= I/y \\ &= 85346,67 / 80 \\ &= 1066,83 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$f_{uw} = \phi 0.6 F_{e100XX}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.75 \times 0.6 \times (100 \times 70.33) \\
 &= 3164.85 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las akibat P_u :

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S} \\
 &= \frac{1323248,17}{320} + \frac{110564,03}{1066,83} \\
 &= 4238,79 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las akibat V_u :

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S} \\
 &= \frac{18445,14}{320} + \frac{110564,04}{1066,83} \\
 &= 161,28 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las total :

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_p^2 + f_v^2} \\
 &= \sqrt{4238,79^2 + 161,28^2} \\
 &= 4241,86 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tebal kaki las :

$$\begin{aligned}
 t_e &= f_{total} / f_{uw} \\
 &= 4241,86 / 3164.85 \\
 &= 1,34 \text{ cm} \\
 w &= t_e / 0.707 \\
 &= 1,34 / 0.707 \\
 &= 1,9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol syarat tebal kaki las:

Tebal minimum = $t_{sirip} = t_p = 65 \text{ mm}$

$$w_{eff(max)} = 1.41 \frac{f_u}{F_{e100XX}} t_p$$

$$= 1.41 \times \frac{4100}{(100 \times 70.33)} \times 6.50$$

$$= 5,34 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $w = 25 \text{ mm}$

- Perhitungan *base plate*

Perhitungan *Base Plate* :

- Cek eksentrisitas gaya

$$ex = \frac{Mux}{Pu} = \frac{11056403}{1323248,17} = 8,35 \text{ cm} < \frac{N}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

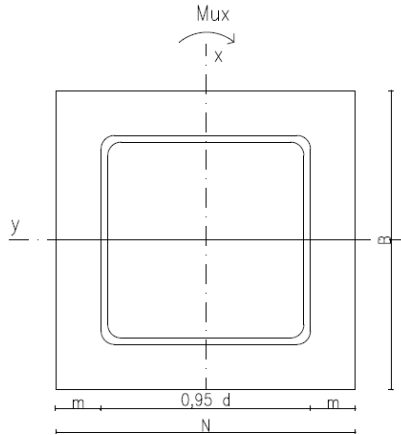
Termasuk dalam kategori *base plate* yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang *base plate*, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan *base plate* terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi

Direncanakan diameter baut : $30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$

Direncanakan Dimensi Beton $120 \times 120 \text{ cm}$ ($A_2 = 14400 \text{ cm}^2$):

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{120 \times 120}{100 \times 100}} = 1,2$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 7.8 Arah Beban Sumbu X pada *Base Plate*

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} = \frac{1323248,17}{100 \times 100} = 132,32 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 11056403,7}{100 \times 100^2} = 66,34 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 132,32 + 66,34 = 198,66 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 = 26,775 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 267,75 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(max)} = 198,66 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} = \frac{(100 - 0,95 \times 80)}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(198,66 - 2 \times 66,34 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 66,34 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right)$$

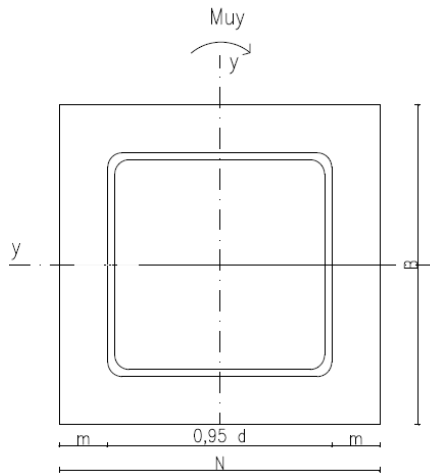
$$M_{upl} = 13921,64 \text{ kg.cm / cm}$$

Menentukan tebal *base plate* :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 13921,64}{0,9 \times 2500}} = 4,97 \text{ cm}$$

Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 7.9 Arah Beban Sumbu Y Pada *Base Plate*

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{1323248,17}{100 \times 100} = 132,32 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 2992440}{100 \times 100^2} = 17,96 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 122,69 + 17,96 = 150,29 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 = 26,775 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 267,75 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(max)} = 150,29 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} \frac{(100 - 0,95 \times 80)}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(150,29 - 2 \times 17,96 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 17,96 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 10717,42 \text{ kg.cm / cm}$$

Menentukan tebal *base plate* :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 10717,42}{0,9 \times 2500}} = 4,4 \text{ cm}$$

tebal *baseplate* yang dipakai yaitu 6,5 cm

Perencanaan pelat pengaku :

Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f = 0,5 \cdot 3 = 1,5 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 2 \text{ cm}$

Perhitungan Baut Angkur

Karena $e = 8,35 \text{ cm} < 1/6.N = 16,67 \text{ cm}$ maka tidak terjadi gaya tarik, jadi dipasang angkur praktis.

Dipakai baut angkur A307 Ø30mm ($f_u = 60 \text{ ksi}$)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot V_n &= V_d = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 4218 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2) \cdot 1 \\ &= 8940,05 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot R_n &= R_d = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 6,5 \cdot 4100 \\ &= 143910 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser V_{ux} dan V_{uy})

$$n = \frac{V_{uy}}{\phi_f \cdot V_n} = \frac{30912,13}{8940,05} = 3,45$$

dipakai 8 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 45 mm s/d 260 mm

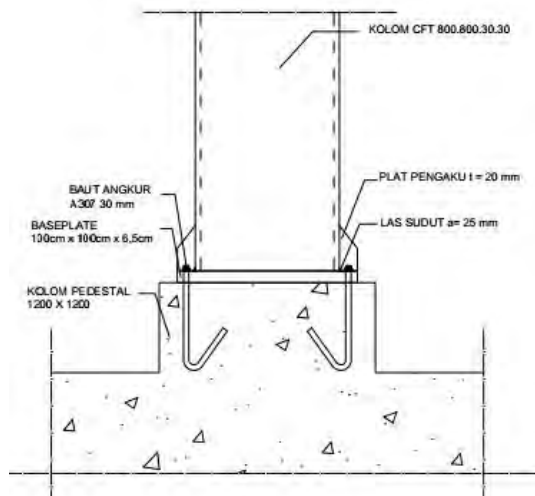
Pakai S1 = 50 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 37,5 mm s/d 780 mm

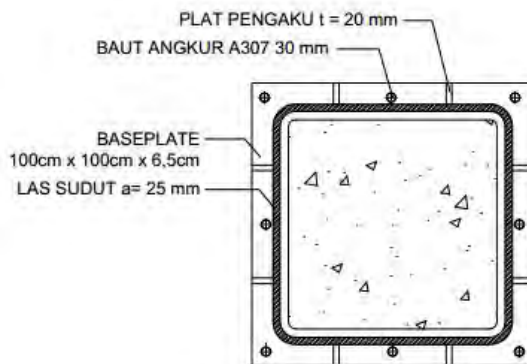
Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 90 mm s/d 975 mm

Pakai S = 300 mm



Gambar 7.10 Tampak Samping Sambungan *Base Plate* dengan Kolom dan Pedestal



Gambar 7.11 Tampak Atas Sambungan *Base Plate* dengan Kolom dan Pedestal

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

8.1 Umum

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian dasar atau konstruksi yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya untuk di teruskan secara merata ke lapisan tanah.

Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*) dan Pondasi Dalam (*Deep Foundations*). Yang termasuk dalam pondasi dangkal ialah pondasi memanjang, pondasi tapak, pondasi raft, dan pondasi rollag bata. Sedangkan yang termasuk dalam pondasi dalam ialah pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi dinding diafragma, pondasi crucuk, dan pondasi *caissons*.

8.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah kota Padang yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung perkantoran ini. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

8.3 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.

Pondasi pada gedung perkantoran ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKABETON. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang	: 600 mm
- Tebal tiang	: 100 mm
- Klasifikasi	: A1
- <i>Concrete cross section</i>	: 1570,8 cm ²
- Berat	: 393 kg/m
- <i>Bending moment crack</i>	: 17 tm
- <i>Bending momen ultimate</i>	: 25,5 tm
- <i>Allowable axial load</i>	: 252,7 tm
- <i>Modulus section</i>	: 18263,4 cm ³

8.4 Daya Dukung Tanah

8.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q = Q_p + Q_s.$$

Dimana:

Q = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = *Resistance ultime* di dasar pondasi

Q_s = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 14 m.

$$\begin{aligned}
 - Q &= Q_p + Q_s \\
 - Q_p &= q_p \cdot A_p \\
 &= (N_p \cdot K) \cdot A_p \\
 &= (44,4 \times 20) \cdot 0,28274 \\
 &= 251,07 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 N_p &= \text{Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D} \\
 &\quad \text{di bawah dasar tiang pondasi} \\
 &= \left(\frac{20 + 35 + 47 + 60 + 60}{5} \right) = 44,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \text{Koefisien karakteristik tanah} \\
 &= 12 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lempung} \\
 &= 20 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berlempung} \\
 &= 25 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berpasir} \\
 &= 40 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah pasir}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \text{Luas penampang dasar tiang} \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,6^2 = 0,28274 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned}
 - Q_s &= q_s \cdot A_s \\
 &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\
 &= \left(\frac{10,71}{3} + 1 \right) \cdot 56,55 = 258,51 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

= Mulai dari kedalaman 3 m

$$= (7+9+10+9+14+13+18+8+6+60) = 154$$

$$N_s = (154 / 10) = 10,71$$

$$\begin{aligned} As &= \text{keliling} \times \text{panjang tiang yang terbenam} \\ &= \pi \cdot 0,6 \cdot 30 = 56,55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{Q}{SF} = \frac{251,07 + 258,51}{3} = 169,9 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = Safety Factor = 3

Dari hasil Q_u yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah:

$$n = \frac{P_u}{Q_u} = \frac{519,577}{169,9} = 3,05 \approx 6 \text{ buah}$$

8.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

8.4.3 Repetisi Beban- Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah :

$$P_V = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

dimana :

P_V = beban vertikal ekuivalen

V = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

8.5 Perhitungan Pondasi Tipe PC 6

8.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\overline{P}_{1tp} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\overline{P}_{1tiang} = 169,9 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 169,9 ton.

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 2,5D$$

dengan S = jarak antar tiang

$$120 \leq S \leq 150$$

dipakai $S = 120 \text{ cm}$

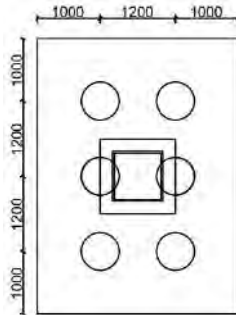
$$1,5D \leq S \leq 2D$$

dengan S = jarak tepi

$$90 \leq S \leq 120$$

dipakai $S = 100 \text{ cm}$

Direncanakan pondasi tiang dengan 6 tiang pancang. Jarak dari as ke as tiang adalah 1 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 8.1 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang \varnothing 50 cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1000} \right) \left[\frac{(3-1)2 + (3-1)2}{90 \times 3 \times 2} \right]$$

$$= 0,598$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 30 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 169,9 \text{ kg} \times 0,598 = 101,7 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } Q_{ijingrup} &= P_{\text{eff}} \times n \\ &= 101,7 \times 6 \\ &= 610,2 \text{ t} > P_u = 519,577 \text{ t} \end{aligned}$$

Jadi diambil P beban tetap = 101,7 ton

8.5.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 8.1 Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Pondasi Tipe PC6

	(D + L)
P	519577,24
Mx	4476,3
My	1231,97

Hx	1499,13
Hy	5612,49

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 4 (1,2)^2 = 5,76 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 (0,6)^2 = 2,16 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$P_{D+L} = \frac{519577,24}{6} \pm \frac{1231,97 \times 0,6}{2,16} \pm \frac{4476,3 \times 1,2}{5,76}$$

$$= 87870,98 \text{ kg}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 87870,98 \text{ kg} < Q_{ijin} = 120673 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.5.3 Perencanaan *Poer* Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser *pons* pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

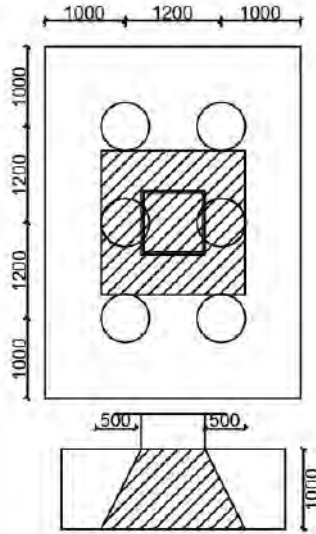
Data-data perancangan *poer*

- P_{\max} (1 tiang) = 169,9 ton
- Jumlah tiang pancang = 6 buah
- Dimensi *poer* = 2,4 x 3,6 x 1 m
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 30 mm
- Selimut beton = 50 mm
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1000 - 50 - \frac{1}{2} 30 = 935 \text{ mm}$
- $d_y = 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2}(30) = 905 \text{ mm}$

8.5.4 Kontrol Geser *Pons*

8.5.4.1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser *pons* untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser *pons* yang terjadi. Perencanaan geser *pons* pada *poer* tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 8.2 Geser *Pons* Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,333 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1200/1200 = 1$

Tebal efektif balok *poer* :

$$\text{Arah x (dx)} = 1000 - 50 - (1/2 \cdot 30) = 935 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif *poer*

$$b_o = 2 (800 + 935) + 2 (800 + 905) = 6880 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1. \sqrt{35} \times 6880 \times 935 \\ &= 19409048,59 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,333 \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333.1. \sqrt{35} \times 6880 \times 935 \\ &= 12685652,68 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 12685652,68 N

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 12685652,68 \text{ N} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

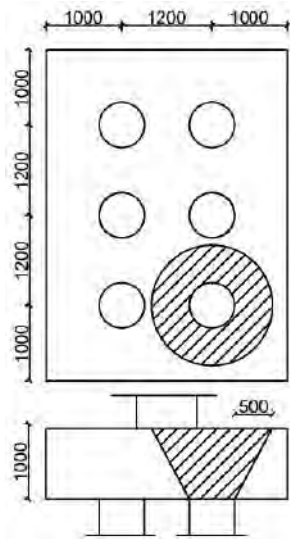
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 9514239,507 \text{ N} > 519577,24 - (2 \times 169900) \\ &= 951423,9507 \text{ kg} > 179777,24 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran *poer* memenuhi syarat terhadap geser *pons* akibat kolom.

8.5.4.2. Akibat Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $600/600 = 1$

$$\begin{aligned} b_o &= (\pi \times (600 + 935)) \\ &= 4822,34 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 8.3 Geser *Pons* Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{35} \times 4822,34 \times 935 \\
 &= 13337483,34 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,333 \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333.1. \sqrt{35} \times 4822,34 \times 935 \\
 &= 8891655,559 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 8891655,559 N

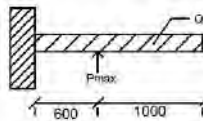
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 8891655,559 \text{ N} > P_{\text{mak}}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 6668741,669 \text{ N} > 169900 \text{ kg} \\
 &= 666874,1669 \text{ kg} > 169900 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

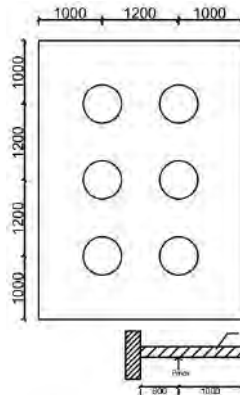
Jadi ketebalan dan ukuran *poer* memenuhi syarat terhadap geser *pons* akibat pancang.

8.5.5. Penulangan *Poer*

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada *poer* didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 8.4 Analisa *Poer* sebagai Balok Kantilever
Penulangan Arah x



Gambar 8.5 Pembebanan *Poer* Kolom
(Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 169,9 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 169,9 = 509,69 \text{ ton} \\
 q &= 2,4 \times 4,4 \times 1 = 10,56 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 10,56 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,672 \text{ ton/m} \\
 M_u &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x \cdot L^2 \\
 &= (509,69 \times 0,6) - (\frac{1}{2} \times 12,672 \times (0,6+1)^2) \\
 &= 289,59 \text{ tm} \\
 &= 2895910430 \text{ Nmm} \\
 dx &= 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 935 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_y &= 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 905 \text{ mm} \\
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{2895910430}{0,8} = 3619888038 \text{ Nmm} \\
 m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45 \\
 \rho_{\min} &= 0,002 \\
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{3619888038}{1000 \times 935^2} = 4,14 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 4,14}{400}} \right) \\
 &= 0,011
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,011 \times 1000 \times 935 \\
 &= 10811,97 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

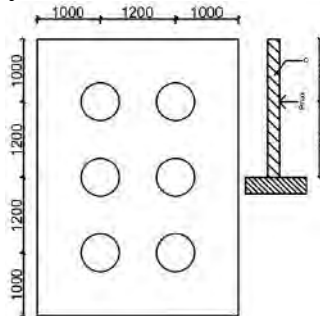
Digunakan Tulangan D30 ($A_s = 707,14 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{10811,97}{707,14} = 18 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{18} = 55,55$$

Digunakan tulangan lentur atas 18 D30-50 mm
($A_s = 12021,42 \text{ mm}^2$)

Penulangan Arah y



Gambar 8.6 Pembebanan *Poer* Kolom (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
P_{\max} &= 169,9 \text{ ton} \\
P &= 2 \times 169,9 = 339,79 \text{ ton} \\
q &= 2,4 \times 3,2 \times 1 = 7,68 \text{ ton/m} \\
q_u &= 5,76 \text{ ton/m} \times 1,2 = 9,216 \text{ ton/m} \\
Mu &= 2P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
&= (339,79 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 9,216 \times (1,2+1)^2) \\
&= 385,445 \text{ tm} \\
&= 3854455507 \text{ Nmm} \\
dx &= 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 935 \text{ mm} \\
dy &= 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 905 \text{ mm} \\
Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{3854455507}{0,8} = 4818069384 \text{ Nmm} \\
m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45 \\
\rho_{\min} &= 0,002 \\
Rn &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4818069384}{1000 \times 905^2} = 5,88 \\
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 5,88}{400}} \right) \\
&= 0,017
\end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
As &= \rho \times b \times d_x \\
&= 0,017 \times 1000 \times 905 \\
&= 15471,067 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D30 ($As = 707,14 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{15471,067}{707,14} = 22 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{22} = 45$$

Digunakan tulangan lentur atas 20 D30-45 mm

8.6 Perhitungan Pondasi Tipe PC 5

8.6.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\bar{P}_{1tp} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 169,9 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 169,9 ton.

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 2,5D$$

dengan S = jarak antar tiang

$$120 \leq S \leq 150$$

dipakai S = 120 cm

$$1,5D \leq S \leq 2D$$

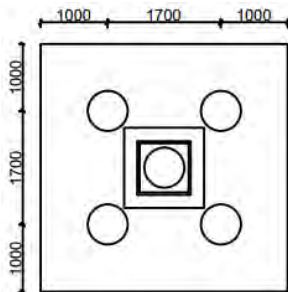
dengan S = jarak tepi

$$90 \leq S \leq 120$$

dipakai S = 100 cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 5 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 8.7 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50$ cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1000} \right) \left[\frac{(3-1)2 + (3-1)2}{90 \times 3 \times 2} \right]$$

$$= 0,598$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D)30 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 169,9 \text{ kg} \times 0,598 = 101,7 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } Q_{ijingrup} &= P_{\text{eff}} \times n \\ &= 101,7 \times 5 \\ &= 508,5 \text{ t} > P_u = 440,88 \text{ t} \end{aligned}$$

Jadi diambil P beban tetap = 101,7 ton

8.6.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 8.2 Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Pondasi Tipe PC5

	(D + L)		
P	440888,27	Hx	1830,44
Mx	7584,5	Hy	2757,46
My	3445,32		

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 4 (0,848)^2 = 2,87 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 4 (0,848)^2 = 2,87 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$\begin{aligned} P_{D+L} &= \frac{440888,27}{5} \pm \frac{3445,32 \times 0,848}{2,87} \pm \frac{7584,5 \times 0,848}{2,87} \\ &= 91436,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 91436,64 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 120673 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser *pons* pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan *poer*

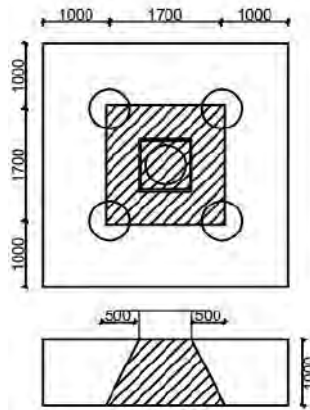
$$- P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 169,9 \text{ ton}$$

- Jumlah tiang pancang = 5 buah
- Dimensi *poer* = 3,7 x 3,7 x 1 m
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 30 mm
- Selimut beton = 50 mm
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1000 - 50 - \frac{1}{2} 30 = 935$ mm
- $d_y = 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2}(30) = 905$ mm

8.6.4 Kontrol Geser *Pons*

8.6.4.1 Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser *pons* untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser *pons* yang terjadi. Perencanaan geser *pons* pada *poer* tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 8.8 Geser *Pons* Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,333 \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1200/1200 = 1$

Tebal efektif balok *poer* :

$$\text{Arah } x \text{ (dx)} = 1000 - 50 - (1/2 \cdot 30) = 935 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif *poer*

$$b_o = 2 (800 + 935) + 2 (800 + 905) = 6880 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \cdot \sqrt{35} \times 6880 \times 935$$

$$= 19409048,59 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,333 \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \times 6880 \times 935$$

$$= 12685652,68 \text{ N (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 12685652,68 N

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 12685652,68 \text{ N} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 9514239,507 \text{ N} > 440888,27 - (169900)$$

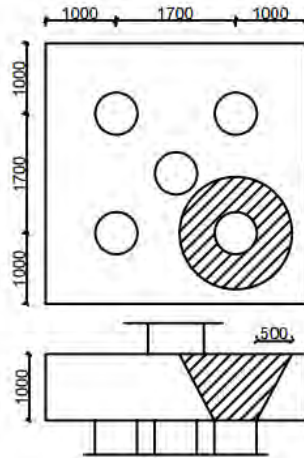
$$= 951423,9507 \text{ kg} > 270988,27 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran *poer* memenuhi syarat terhadap geser *pons* akibat kolom.

8.6.4.2 Akibat Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1000/1000 = 1$

$$b_o = (\pi \times (1000 + 935)) \\ = 6078,98 \text{ mm}$$



Gambar 8.9 Geser Pons Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{35} \times 6078,98 \times 935 \\ &= 17149304,97 \text{ N} \\ V_{c2} &= 0,333 \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \times 6078,98 \times 935 \\ &= 11197487,37 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 11197487,37 N

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 11197487,37 \text{ N} > P_{\text{mak}}$$

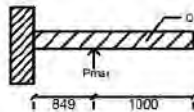
$$\phi V_c = 8398115,52 \text{ N} > 169900 \text{ kg}$$

$$= 839811,552 \text{ kg} > 169900 \text{ kg (OK)}$$

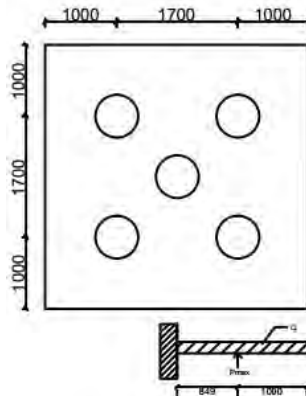
Jadi ketebalan dan ukuran *poer* memenuhi syarat terhadap geser *pons* akibat pancang.

8.6.5 Penulangan *Poer*

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada *poer* didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 8.10 Analisa *Poer* sebagai Balok Kantilever
Penulangan Arah x



Gambar 8.11 Pembebanan *Poer* Kolom
(Arah Sumbu X)

$$P_{\max} = 169,9 \text{ ton}$$

$$P = 2 \times 169,9 = 339,8 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \times 3,7 \times 1 = 8,88 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 8,88 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,656 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2$$

$$\begin{aligned}
 &= (339,8 \times 0,848) - (\frac{1}{2} \times 10,656 \times (0,848+1)^2) \\
 &= 269,95 \text{ tm} \\
 &= 2699547259 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$dx = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 935 \text{ mm}$$

$$dy = 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 905 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2699547259}{0,8} = 3374434074 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3374434074}{1000 \times 935^2} = 3,86$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,86}{400}} \right) \\
 &= 0,0103
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,0103 \times 1000 \times 935 \\
 &= 9699,41 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

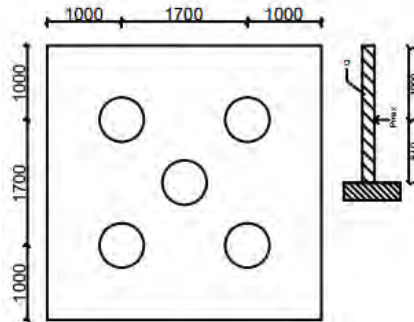
Digunakan Tulangan D30 ($As = 707,14 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{9699,41}{707,14} = 14 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{14} = 70$$

Digunakan tulangan lentur atas 14 D30-70 mm
($As=9899,96 \text{ mm}^2$)

Penulangan Arah y



Gambar 8.12 Pembebanan *Poer* Kolom (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 169,9 \text{ ton} \\
 P &= 2 \times 169,9 = 339,8 \text{ ton} \\
 q &= 2,4 \times 3,7 \times 1 = 8,88 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 8,88 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,656 \text{ ton/m} \\
 M_u &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (339,8 \times 0,848) - (\frac{1}{2} \times 10,656 \times (0,848+1)^2) \\
 &= 269,95 \text{ tm} \\
 &= 2699547259 \text{ Nmm} \\
 d_x &= 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 935 \text{ mm} \\
 d_y &= 1000 - 50 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 30 = 905 \text{ mm} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{2699547259}{0,8} = 3374434074 \text{ Nmm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_{rc}} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45 \\
 \rho_{\min} &= 0,002 \\
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3374434074}{1000 \times 935^2} = 3,86 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,86}{400}} \right) \\
 &= 0,0103
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,0103 \times 1000 \times 935 \\ &= 9699,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D30 ($A_s = 707,14 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{9699,41}{707,14} = 14 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{14} = 70$$

Digunakan tulangan lentur atas 14 D30-70 mm
($A_s = 9899,96 \text{ mm}^2$)

8.7 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil perhitungan struktur primer pada bab sebelumnya.

$$P_u = 1322931,8 \text{ kg}$$

$$V_u = 4082,94 \text{ kg}$$

$$M_u = 29292,05 \text{ kg.m}$$

- Data perencanaan kolom :

$$b = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 410 \text{ Mpa}$$

Selimut beton = 50 mm

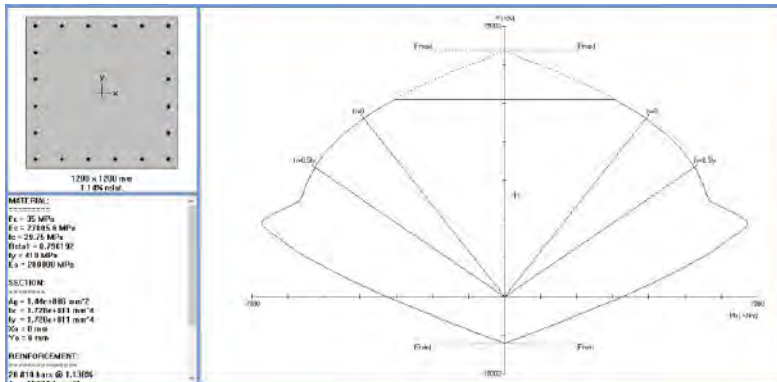
Tulangan sengkang = $\varnothing 12 \text{ mm}$

Tulangan utama = $\varnothing 32 \text{ mm}$

$$\text{Tinggi efektif} = 1200 - (50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 32) = 1122 \text{ mm}$$

- Penulangan Lentur pada Kolom

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,138 \%$



Gambar 8.13 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col

$$A_s = 0.01138 \times 1200 \times 1122$$

$$= 15322,032 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 20 D32, $A_s = 16084,95 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

- Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 4082,94 \text{ kg} = 40829,4 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= \left(1 + \frac{1322931,8}{14 \times 1440000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 1200 \times 1122$$

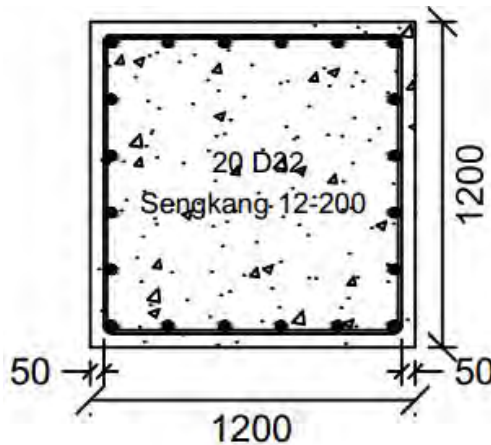
$$= 219874,01 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times V_c$$

$$= 0.5 \times 0.75 \times 219874,01$$

$$= 82452,75 \text{ N} > V_u = 40829,4 \text{ N}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis Ø12 – 200, sengkang dua kaki.



Gambar 8.14 Penulangan Kolom Pedestal

8.8 Perencanaan *Sloof* Pondasi

Struktur *sloof* digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke *sloof* meliputi : berat sendiri *sloof*, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi <i>sloof</i> :	b	= 400 mm
	h	= 600 mm
	A_g	= 240000 mm ²
Mutu bahan:	f'_c	= 35 MPa
	f_y	= 400 MPa
Selimut beton		= 50 mm
Tul. sengkang		= Ø12
Tul. utama		= D22
Tinggi efektif (d)		= 600 – (50 + 12 + ½ . 22)
		= 527 mm

- Beban-beban yang terjadi pada *sloof* :

$$\text{Beban dinding} \quad 1,2 \times 100 \times 4 \quad = \quad 480,0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban } sloof \quad 1,2 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 \quad = \quad 691,2 \text{ kg/m}$$

$$Q_u \quad = \quad 1171,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Panjang } sloof = 6.0 \text{ m}$$

$$M_u \quad = \quad 1/12 \times q_u \times L^2$$

$$= 1/12 \times 1171,2 \times 6^2$$

$$= 3513,6 \text{ kgm}$$

$$D (V_u) \quad = \quad 1/2 \times q_u \times L$$

$$= 1/2 \times 1171,2 \times 6$$

$$= 3513,6 \text{ kg}$$

- Penulangan tarik pada *sloof*

$$M_u \quad = \quad 3513,6 \text{ kgm} = 35136000 \text{ Nmm}$$

$$D (V_u) \quad = \quad 3513,6 \text{ kg} = 35136 \text{ N}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s \quad = \quad \frac{V_u}{f_y}$$

$$= \frac{35136}{400}$$

$$= 87,84 \text{ mm}^2$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A'_s \quad = \quad 0.5 A_s$$

$$= 0.5 \times 87,84$$

$$= 43,92 \text{ mm}^2$$

$$M_n \quad = \quad \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{35136000}{0.8}$$

$$= 43920000 \text{ Nmm}$$

$$m \quad = \quad \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{400}{0.85 \times 35} \\
 &= 13,445 \\
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\
 &= \frac{43920000}{400 \times 527^2} \\
 &= 0,395 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,395}{400}} \right) \\
 &= 0.001
 \end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \text{ dipakai } \rho_{\min} = 0.002$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0.002 \times 400 \times 572 \\
 &= 421,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1}' &= 0.50 \times A_s \\
 &= 210,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan tarik : } A_s + A_{s1} &= 87,84 + 421,6 \\
 &= 509,44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik 2 D22 ($A_s = 760,26 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan tekan : } A_s' + A_{s1}' &= 43,92 + 210,8 \\
 &= 254,72 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2 D22 ($A_s = 760,26 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Geser *Sloof*

$$N_u = 1297352,91 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \\ &= \left(1 + \frac{1297352,91}{14 \times 240000} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 527 \\ &= 288106,63 \text{ N} > V_u = 35136 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser Ø12 – 200, sengkang 2 kaki.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 1-5

KETERANGAN

SKALA

1 : 400

NO. GAMBAR

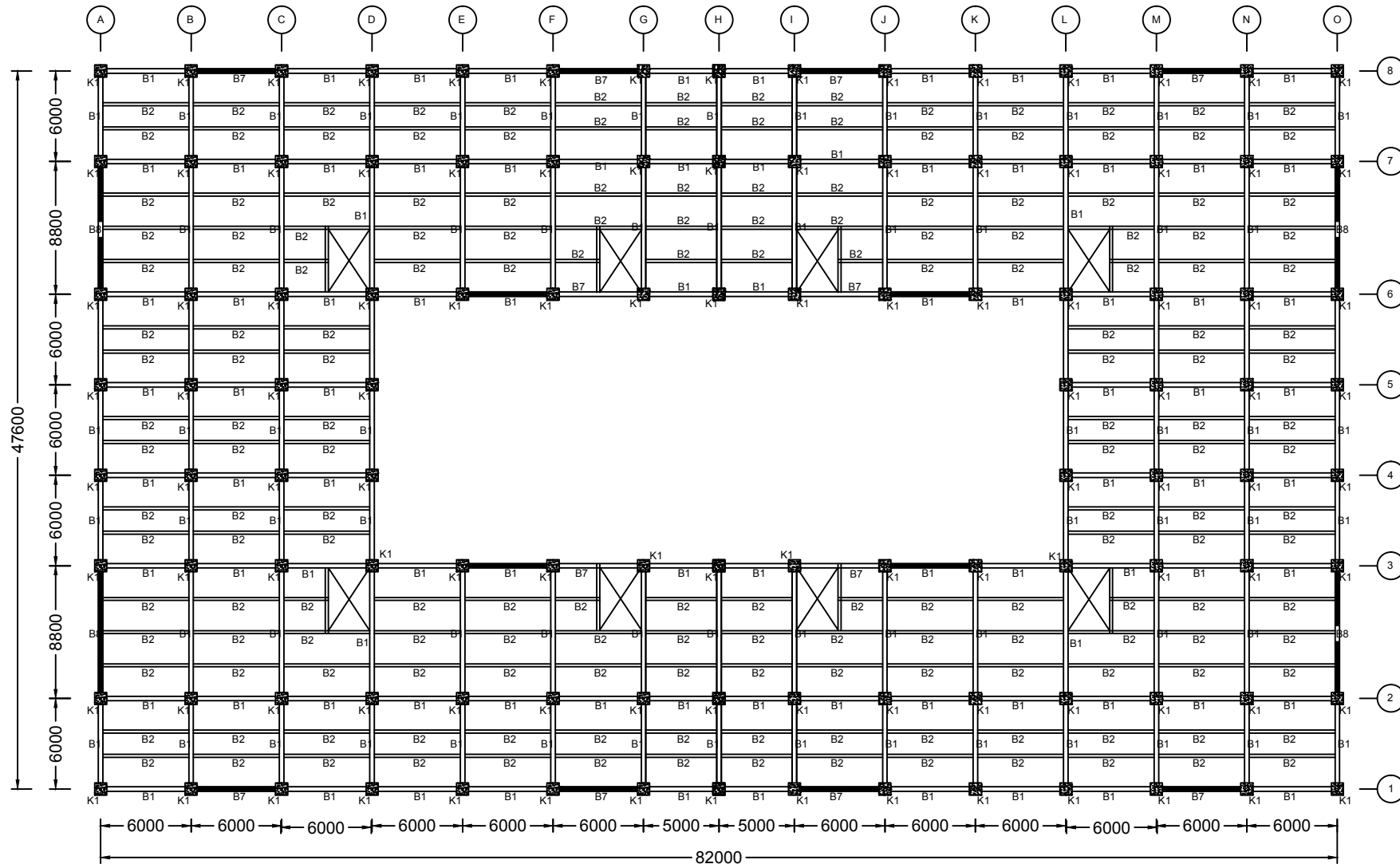
01

KERTAS

A4

JML GAMBAR

22



KETERANGAN BALOK	
BALOK	PROFIL
B1	WF 450 X 300 X 11 X 18
B2	WF 300 X 200 X 9 X 14
B3	WF 450 X 300 X 10 X 15
B4	WF 400 X 300 X 10 X 16
B5	WF 400 X 200 X 8 X 13
B6	WF 250 X 175 X 7 X 11
B7	WF 500 X 300 X 11 X 18
B8	WF 700 X 300 X 15 X 28

KETERANGAN KOLOM	
BALOK	PROFIL
K1	CFT 800 X 800 X 30 X 30
K2	CFT 750 X 750 X 30 X 30
K3	CFT 700 X 700 X 30 X 30



DENAH BALOK KOLOM LANTAI 1-5

SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 6-10

KETERANGAN

SKALA

1 : 400

NO. GAMBAR

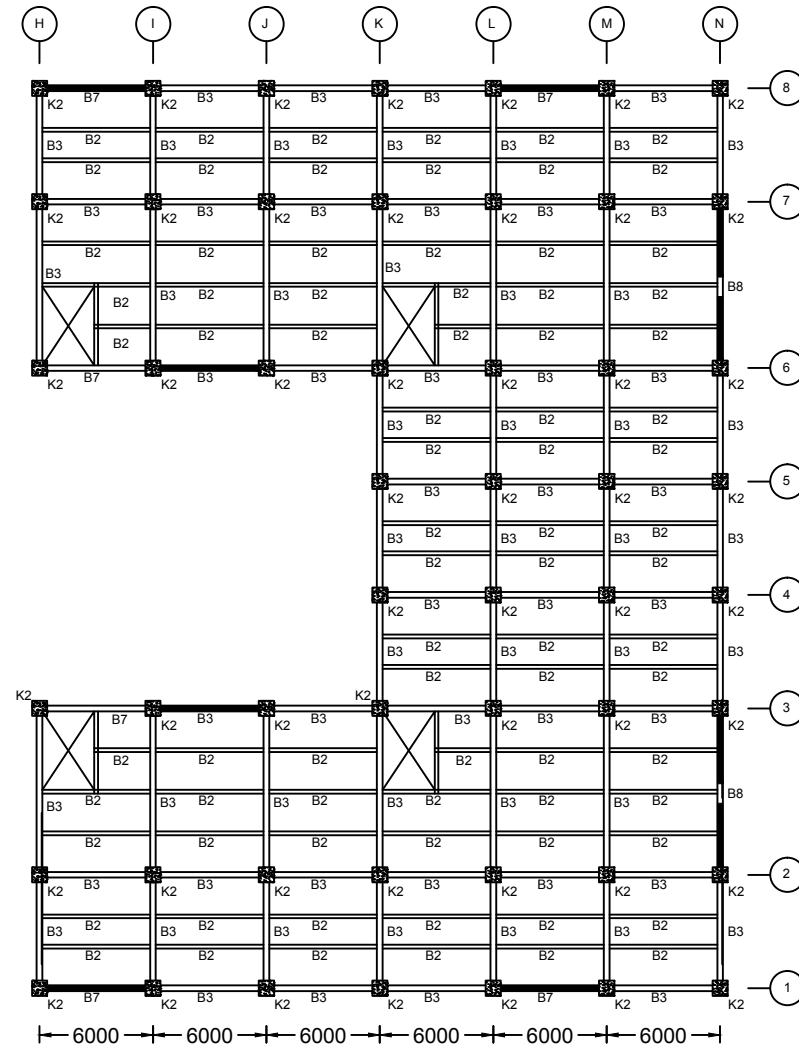
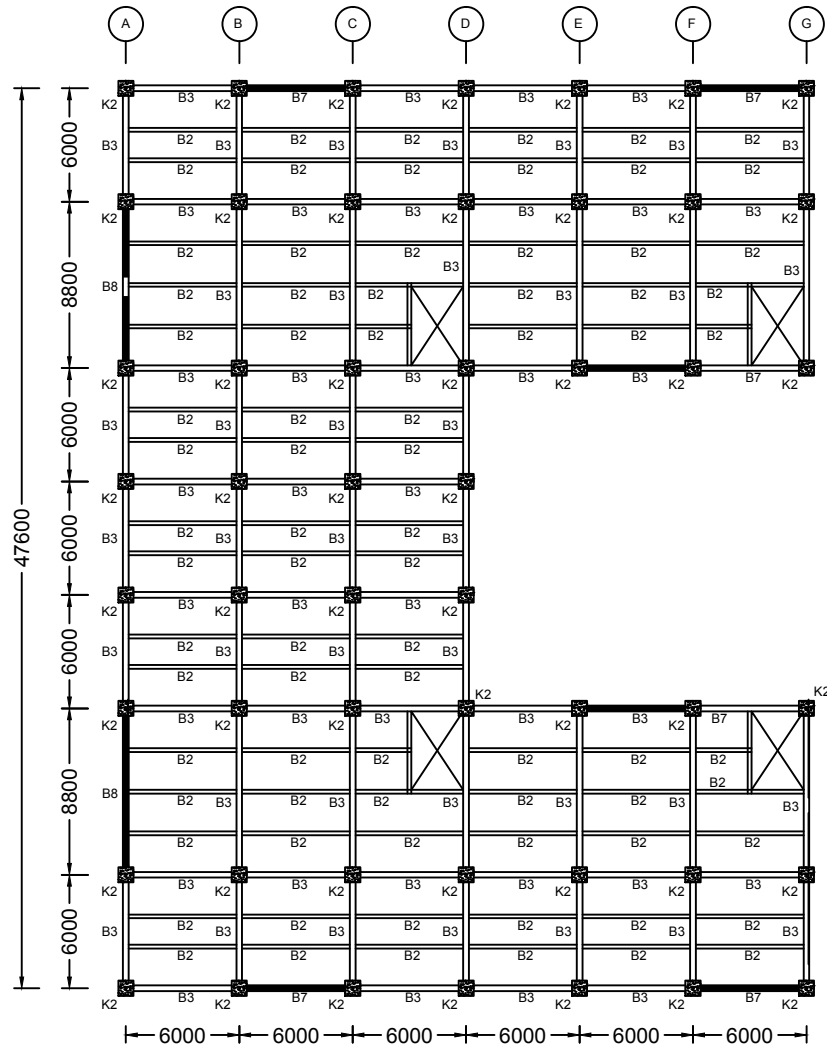
02

KERTAS

A4

JML GAMBAR

22



KETERANGAN BALOK	
BALOK	PROFIL
B1	WF 450 X 300 X 11 X 18
B2	WF 300 X 200 X 9 X 14
B3	WF 450 X 300 X 10 X 15
B4	WF 400 X 300 X 10 X 16
B5	WF 400 X 200 X 8 X 13
B6	WF 250 X 175 X 7 X 11
B7	WF 500 X 300 X 11 X 18
B8	WF 700 X 300 X 15 X 28

KETERANGAN KOLOM	
BALOK	PROFIL
K1	CFT 800 X 800 X 30 X 30
K2	CFT 750 X 750 X 30 X 30
K3	CFT 700 X 700 X 30 X 30



DENAH BALOK KOLOM LANTAI 6-10

SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 11-14

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 400

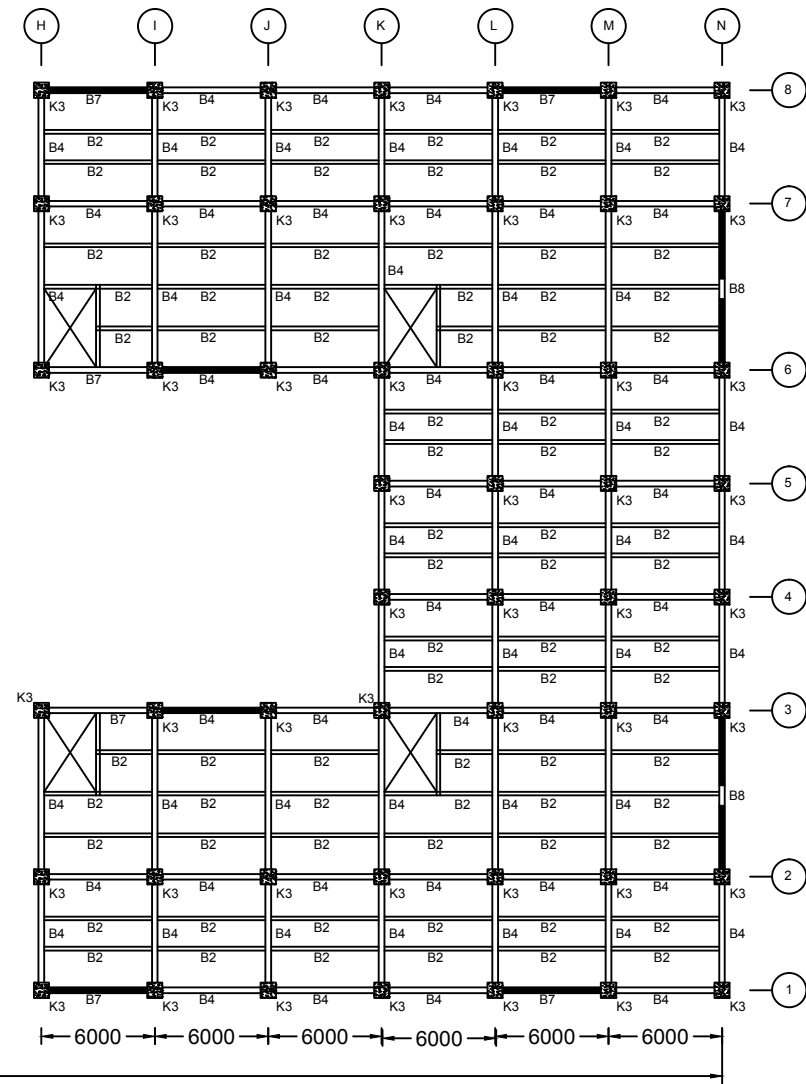
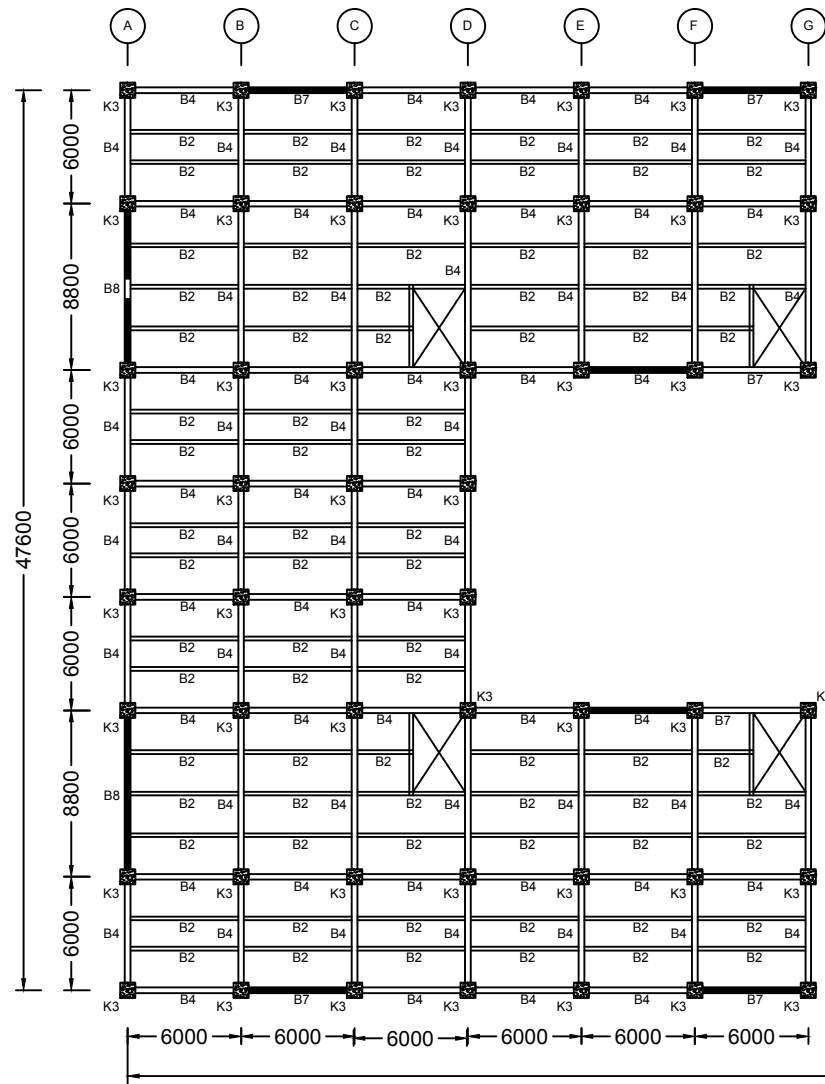
A4

NO. GAMBAR

JML GAMBAR

03

22



KETERANGAN BALOK	
BALOK	PROFIL
B1	WF 450 X 300 X 11 X 18
B2	WF 300 X 200 X 9 X 14
B3	WF 450 X 300 X 10 X 15
B4	WF 400 X 300 X 10 X 16
B5	WF 400 X 200 X 8 X 13
B6	WF 250 X 175 X 7 X 11
B7	WF 500 X 300 X 11 X 18
B8	WF 700 X 300 X 15 X 28

KETERANGAN KOLOM	
BALOK	PROFIL
K1	CFT 800 X 800 X 30 X 30
K2	CFT 750 X 750 X 30 X 30
K3	CFT 700 X 700 X 30 X 30



DENAH BALOK KOLOM LANTAI 11-14

SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI ATAP

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 400

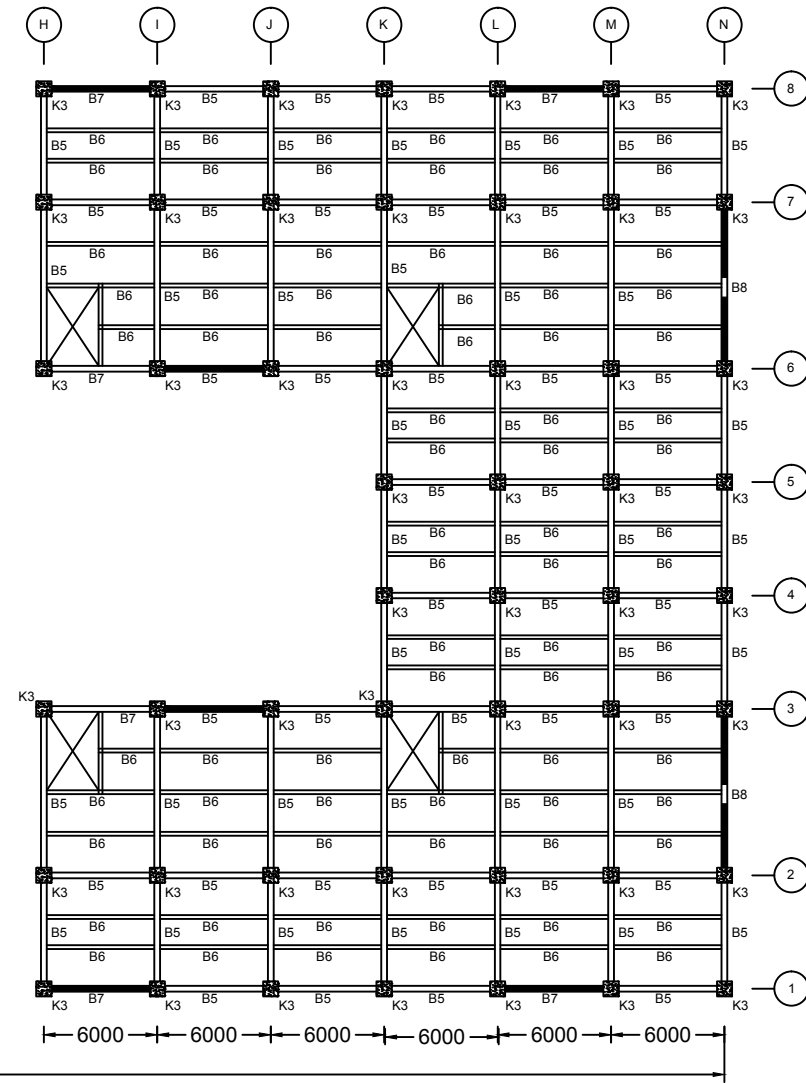
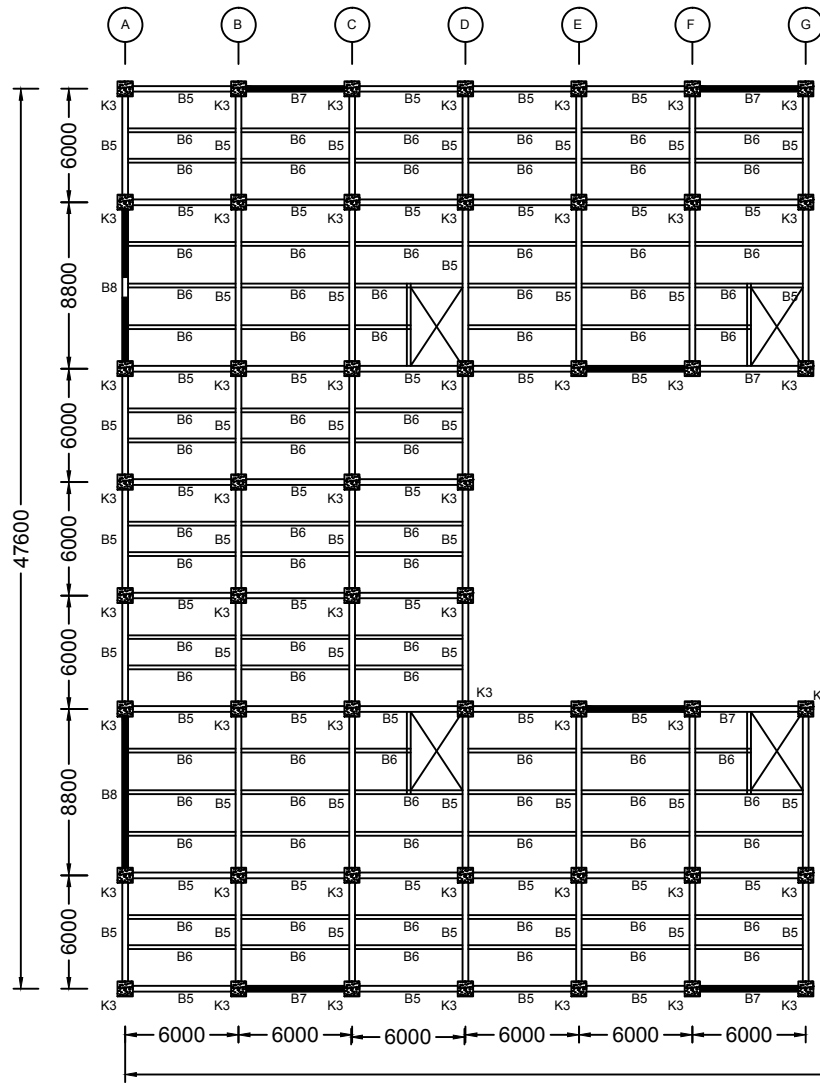
A4

NO. GAMBAR

JML GAMBAR

04

22



KETERANGAN BALOK	
BALOK	PROFIL
B1	WF 450 X 300 X 11 X 18
B2	WF 300 X 200 X 9 X 14
B3	WF 450 X 300 X 10 X 15
B4	WF 400 X 300 X 10 X 16
B5	WF 400 X 200 X 8 X 13
B6	WF 250 X 175 X 7 X 11
B7	WF 500 X 300 X 11 X 18
B8	WF 700 X 300 X 15 X 28

KETERANGAN KOLOM	
BALOK	PROFIL
K1	CFT 800 X 800 X 30 X 30
K2	CFT 750 X 750 X 30 X 30
K3	CFT 700 X 700 X 30 X 30



DENAH BALOK KOLOM LANTAI ATAP

SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

POTONGAN
PELAT LANTAI DAN
PELAT ATAP

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 100

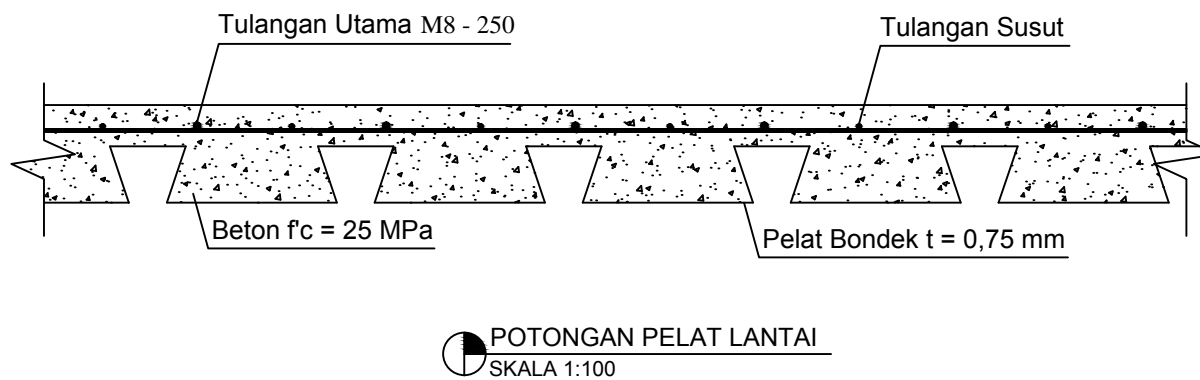
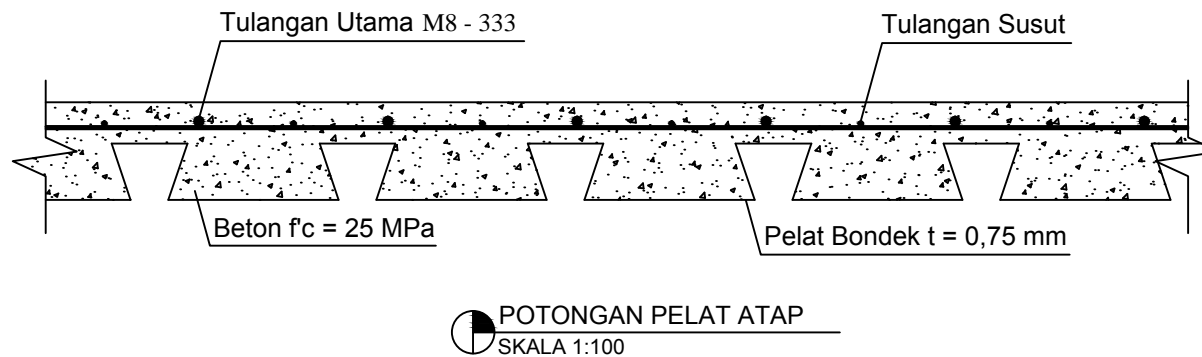
A4

NO. GAMBAR

JML GAMBAR

05

22





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN

KETERANGAN

SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR

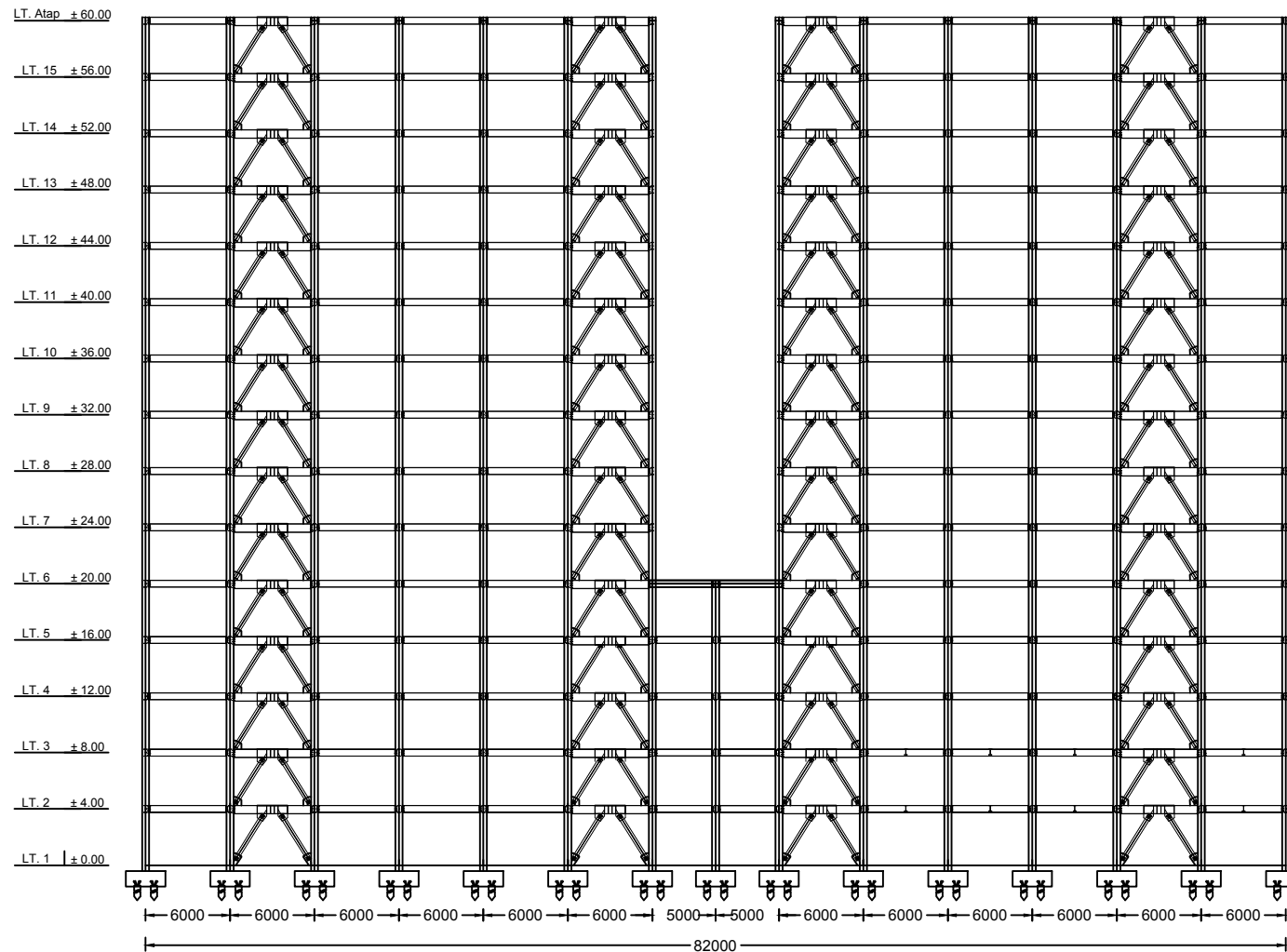
06

KERTAS

A4

JML GAMBAR

22



 TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 500



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

TAMPAK SAMPING

KETERANGAN

SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR

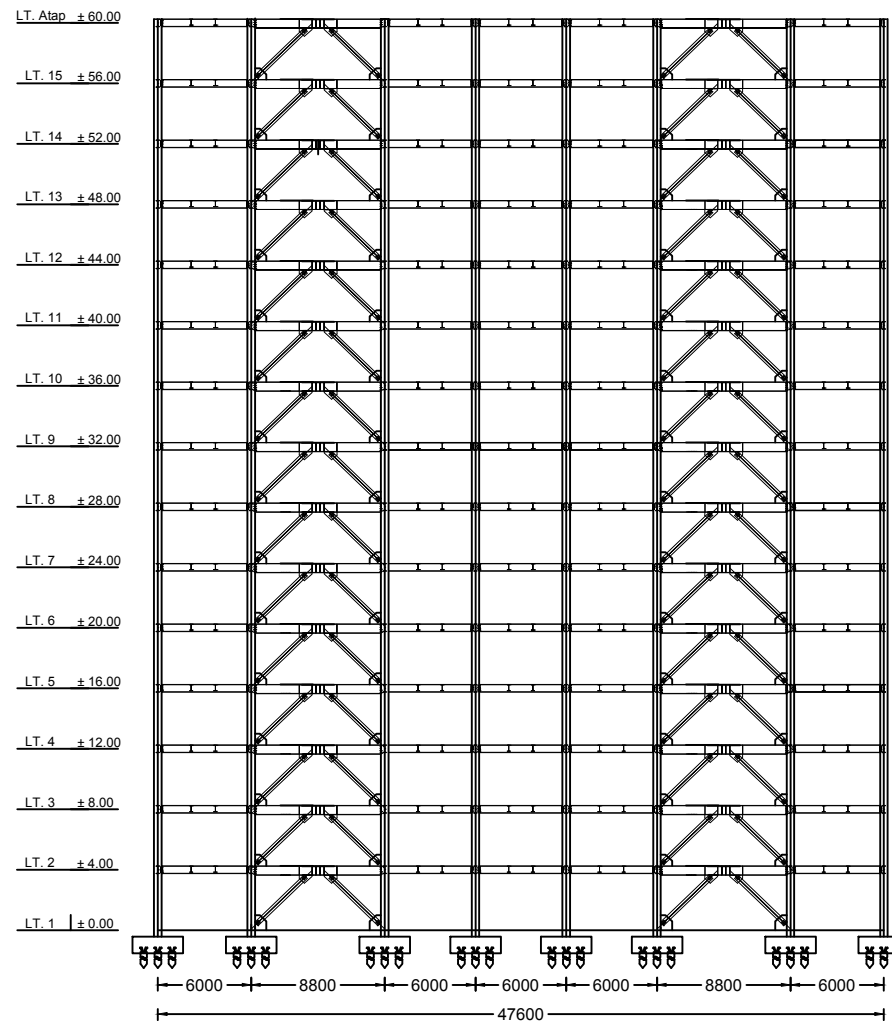
07

KERTAS

A4

JML GAMBAR

22



TAMPAK SAMPING

SKALA 1 : 500



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN
BANGUNAN

KETERANGAN

SKALA

1 : 800

NO. GAMBAR

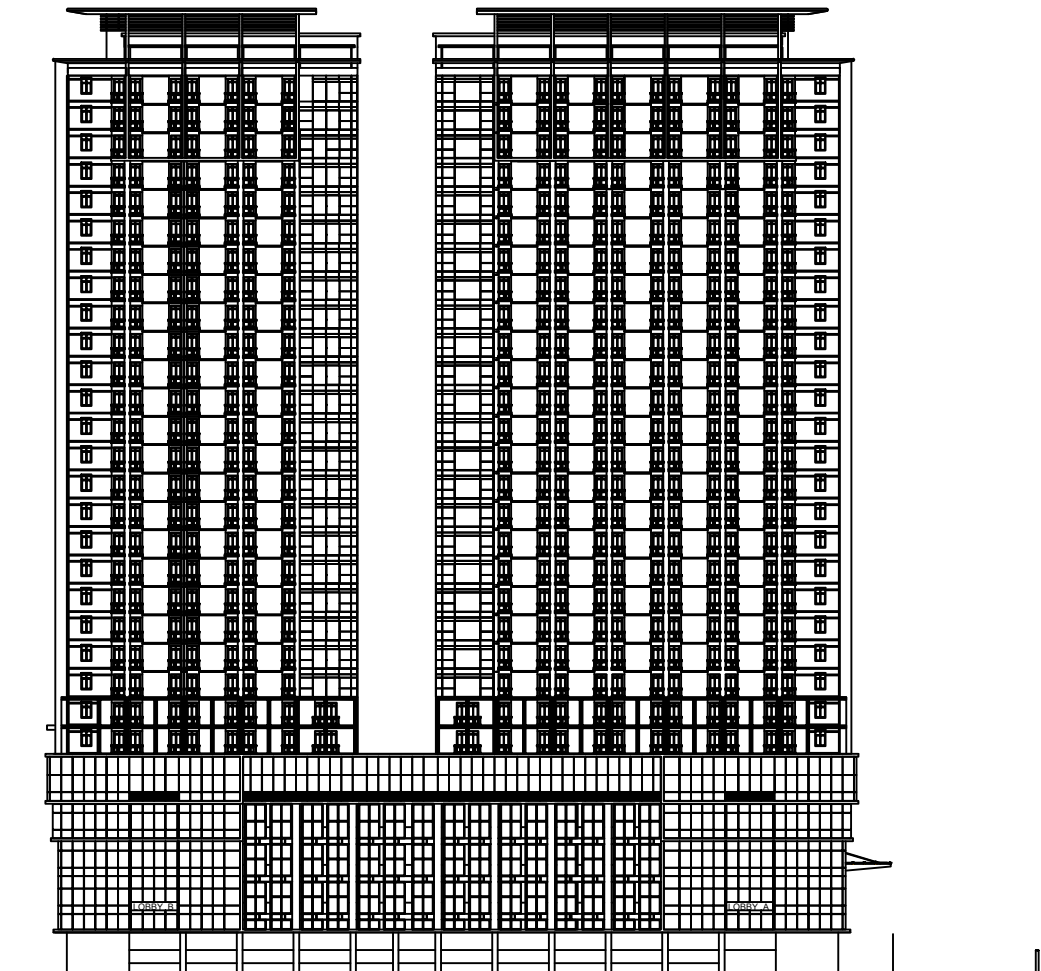
08

KERTAS

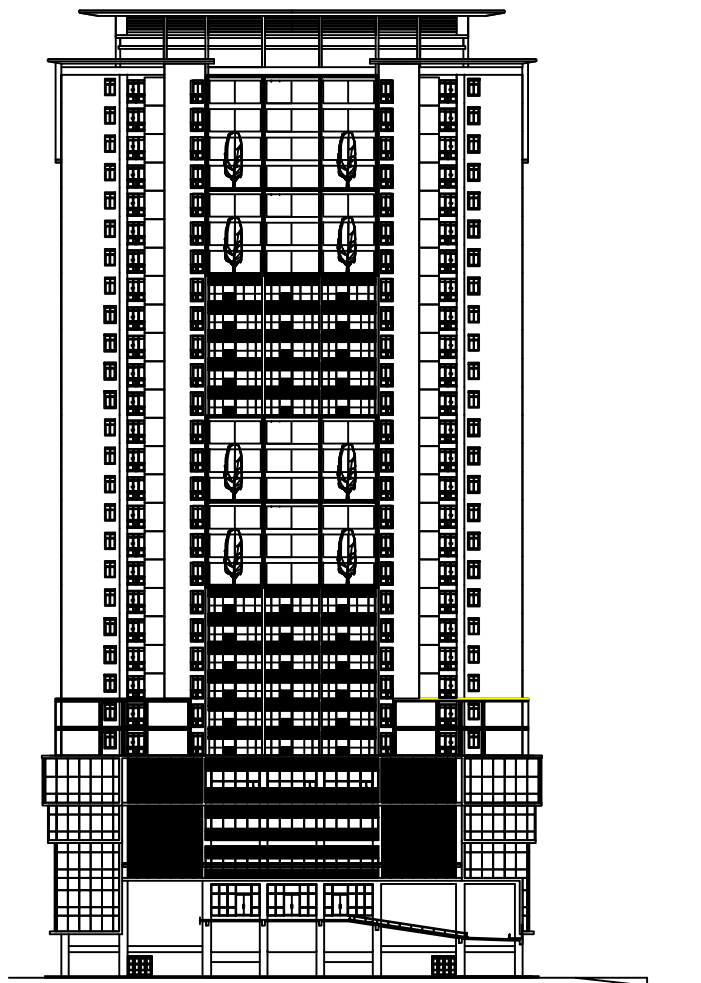
A4


JML GAMBAR

22



BANGUNAN TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 800




 BANGUNAN TAMPAK SAMPING
 SKALA 1 : 800



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
 APARTEMEN BALE HINGGIL
 MENGGUNAKAN
 SISTEM STRUKTUR
 RANGKA BAJA BERPENGAKU
 EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
 WIJAYANA
 3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
 S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

TAMPAK SAMPING
 BANGUNAN

KETERANGAN

SKALA	KERTAS
1 : 800	A4
NO. GAMBAR	JML GAMBAR
09	22



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI
SLOOF

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 400

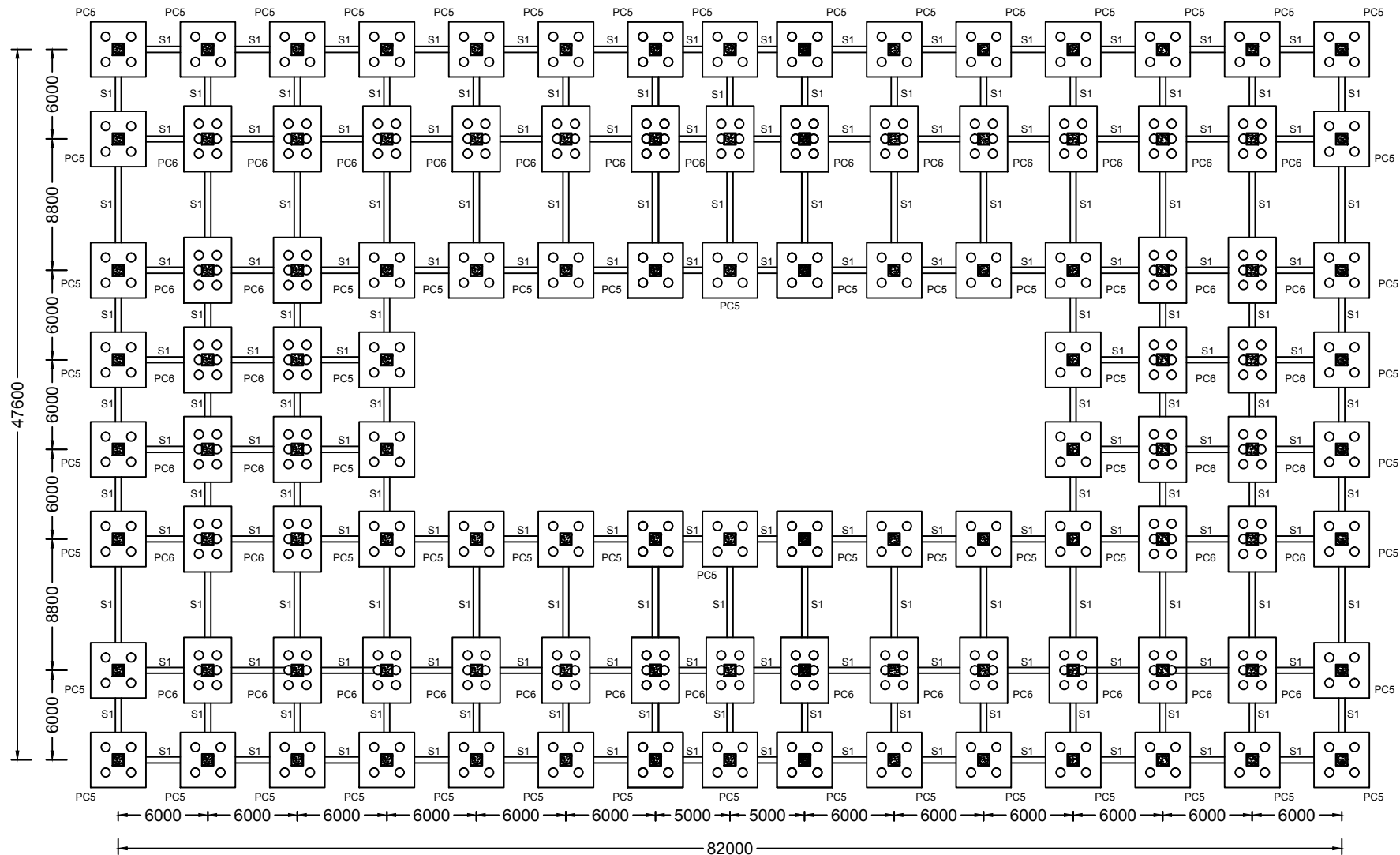
A4

NO. GAMBAR

JML GAMBAR

10

22



KETERANGAN	
PC5	3700 X 3700 X 1000
PC6	3200 X 4400 X 1000
S1	400 X 600



DENAH PONDASI DAN SLOOF

SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DENAH TANGGA DAN
POTONGAN TANGGA

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

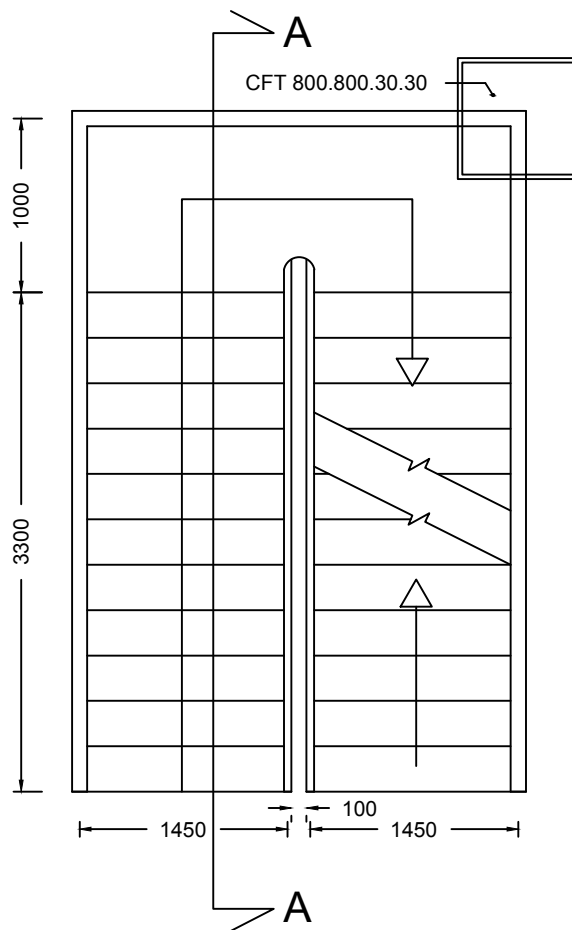
1 : 50

A4

NO. GAMBAR JML GAMBAR

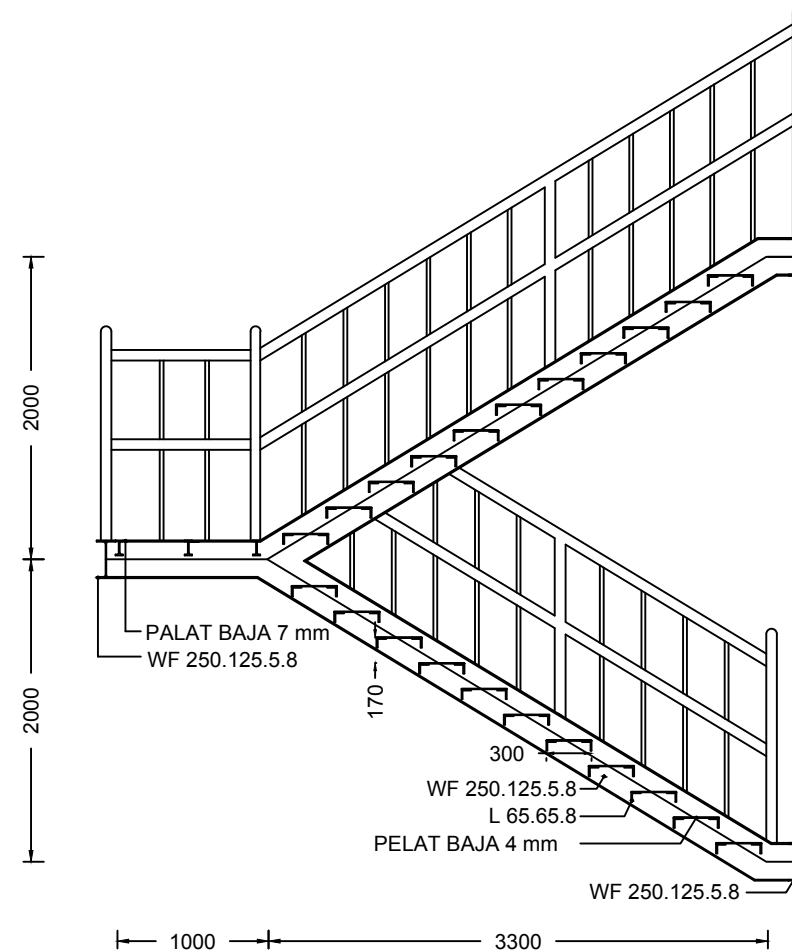
11

22



DENAH TANGGA

SKALA 1:50



POTONGAN A-A

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN B. ANAK
DENGAN B. INDUK

KETERANGAN

SKALA

1 : 10

NO. GAMBAR

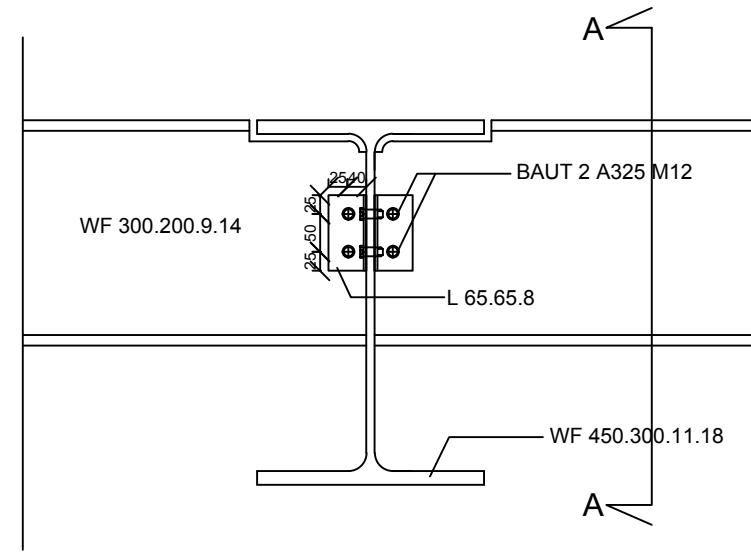
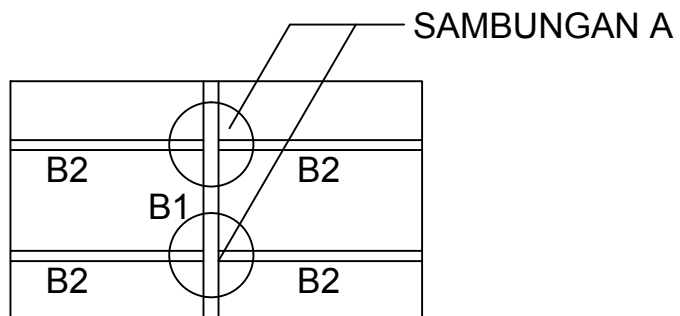
12

KERTAS

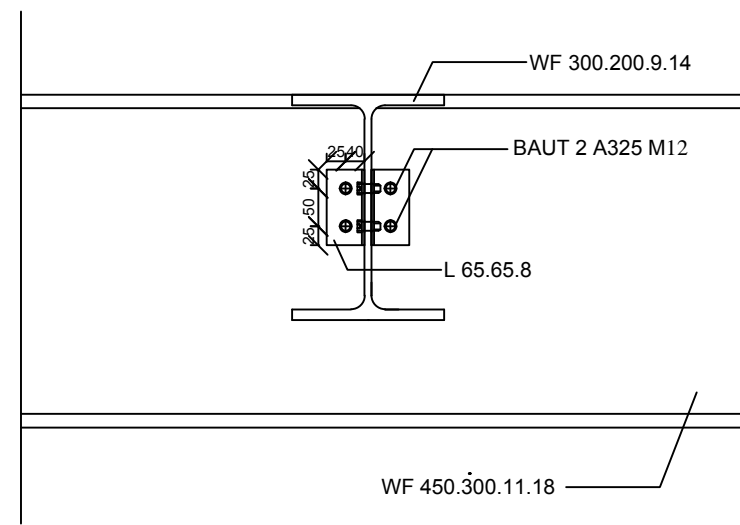
A4

JML GAMBAR

22



SAMBUNGAN BALOK INDUK
SKALA 1 : 10



DETAIL POTONGAN A-A
SKALA 1 : 10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DETAIL TANGGA

KETERANGAN

SKALA

1 : 8

NO. GAMBAR

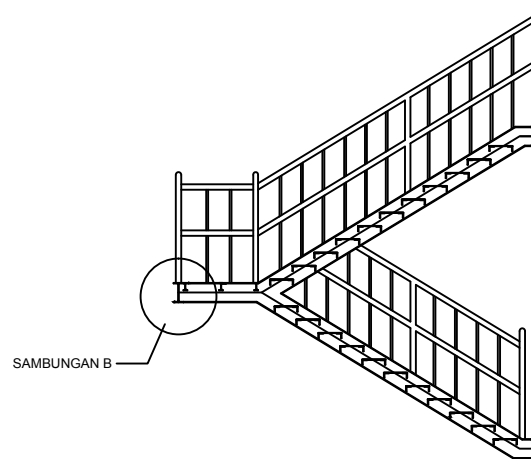
13

KERTAS

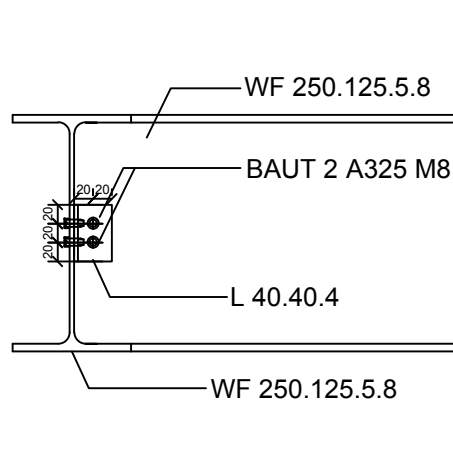
A4

JML GAMBAR

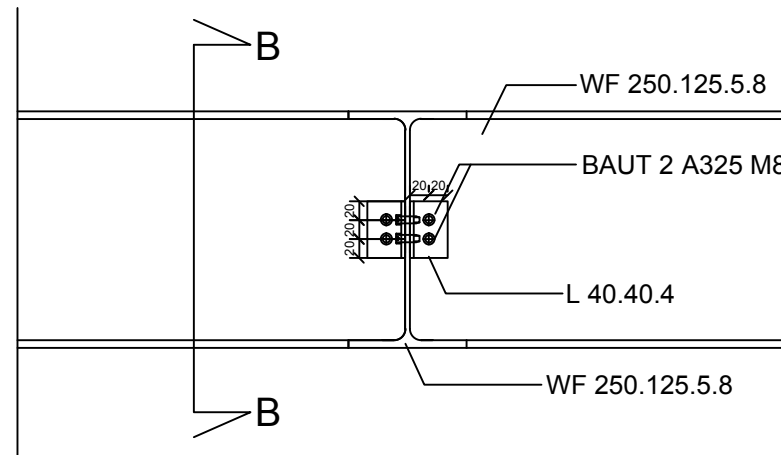
22



SAMBUNGAN B



DETAIL POTONGAN B-B
SKALA 1 : 8



SAMBUNGAN B-B
SKALA 1 : 8



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN B. TANGGA
DENGAN KOLOM

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 12

A4

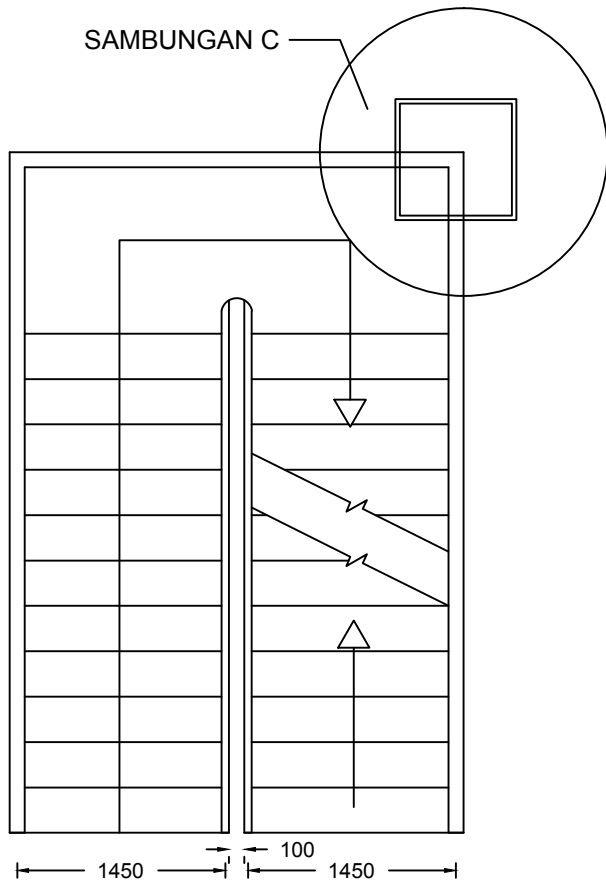
NO. GAMBAR

JML GAMBAR

14

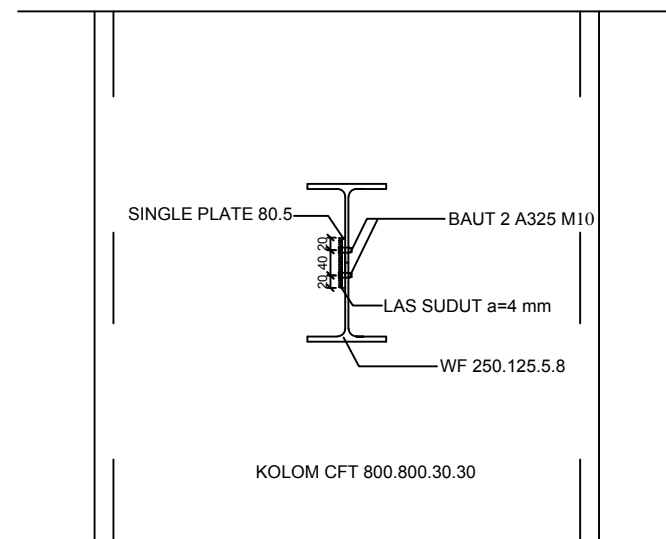
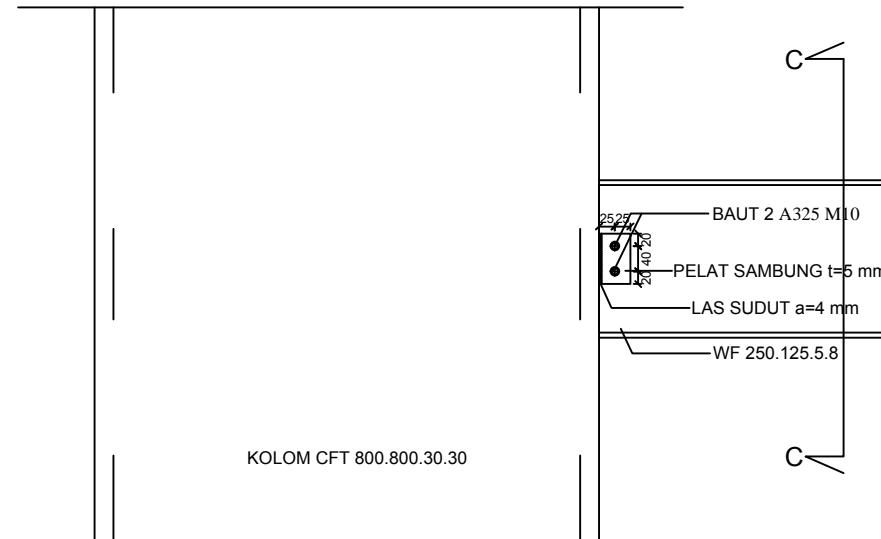
22

SAMBUNGAN C



KOLOM CFT 800.800.30.30

DETAIL SAMBUNGAN C
SKALA 1 : 12



KOLOM CFT 800.800.30.30

DETAIL POTONGAN C-C
SKALA 1 : 12



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM
DENGAN KOLOM

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

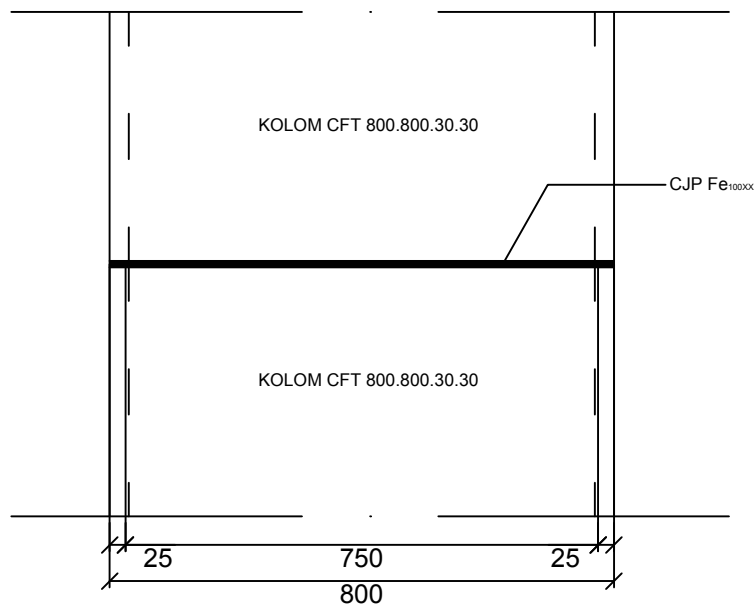
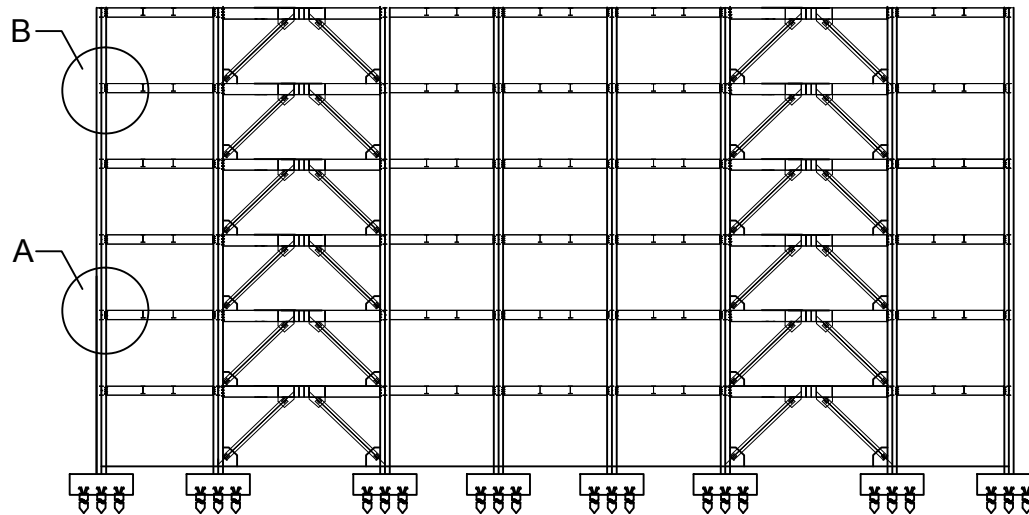
1 : 12

A4

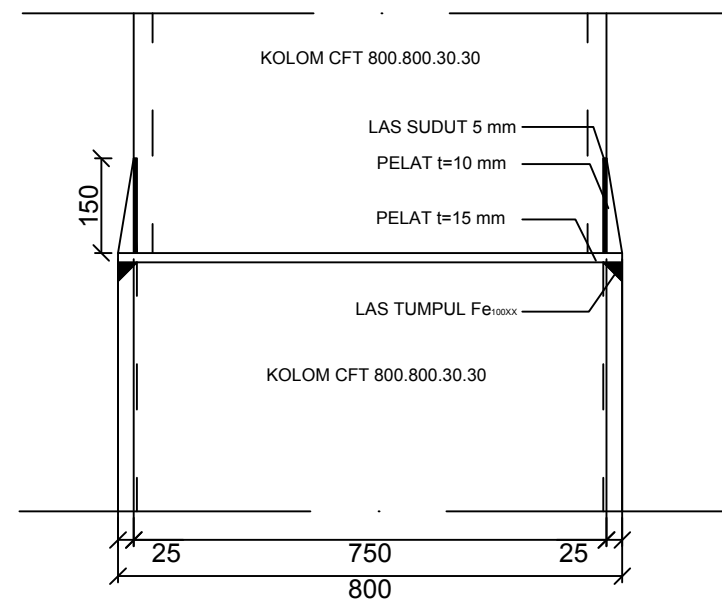
NO. GAMBAR JML GAMBAR

15

22



DETAIL SAMBUNGAN A
SKALA 1 : 12



DETAIL SAMBUNGAN B
SKALA 1 : 12



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM
DENGAN B. INDUK

KETERANGAN

SKALA

1 : 10

NO. GAMBAR

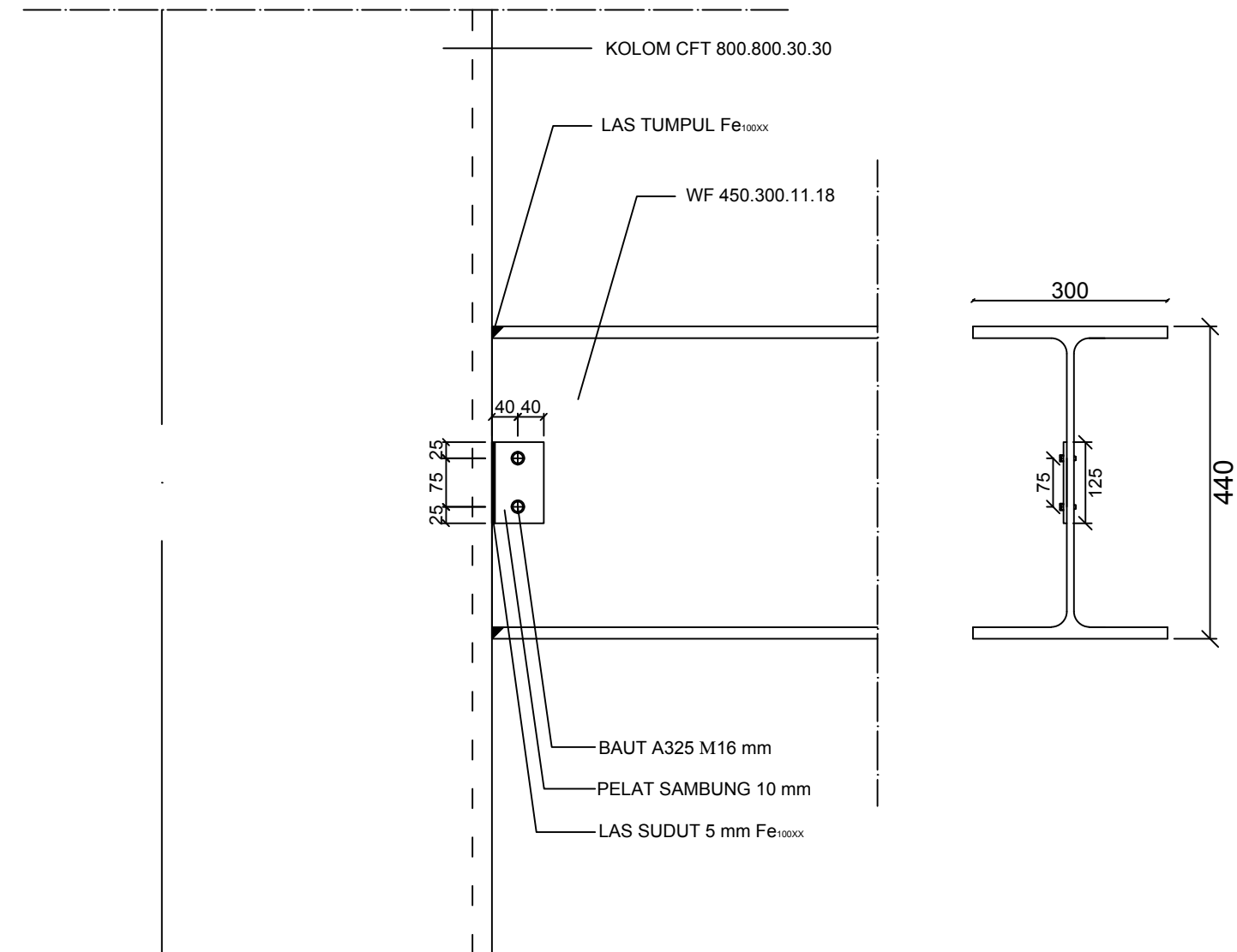
16

KERTAS

A4

JML GAMBAR

22



SAMBUNGAN KOLOM - BALOK
SKALA 1 : 10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BRESING
ARAH X

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 30

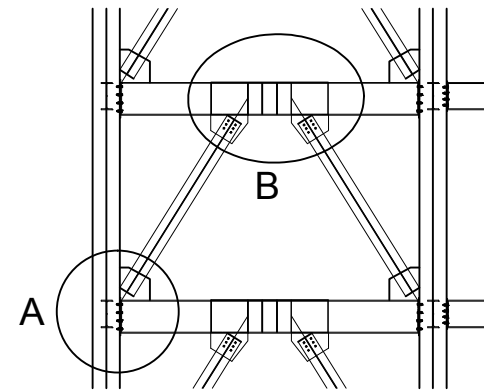
A4

NO. GAMBAR

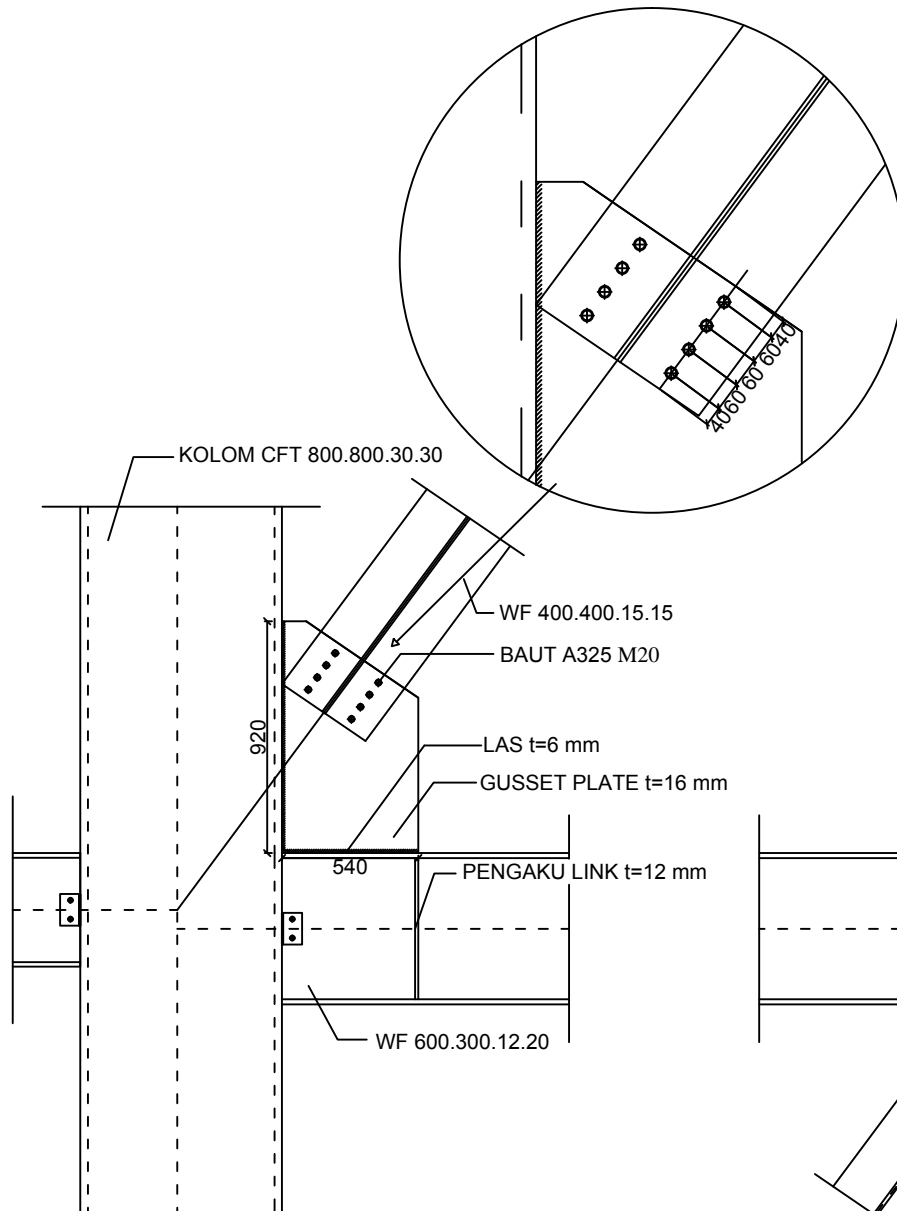
JML GAMBAR

17

22



DETAIL B
SKALA 1:30



DETAIL A
SKALA 1:30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

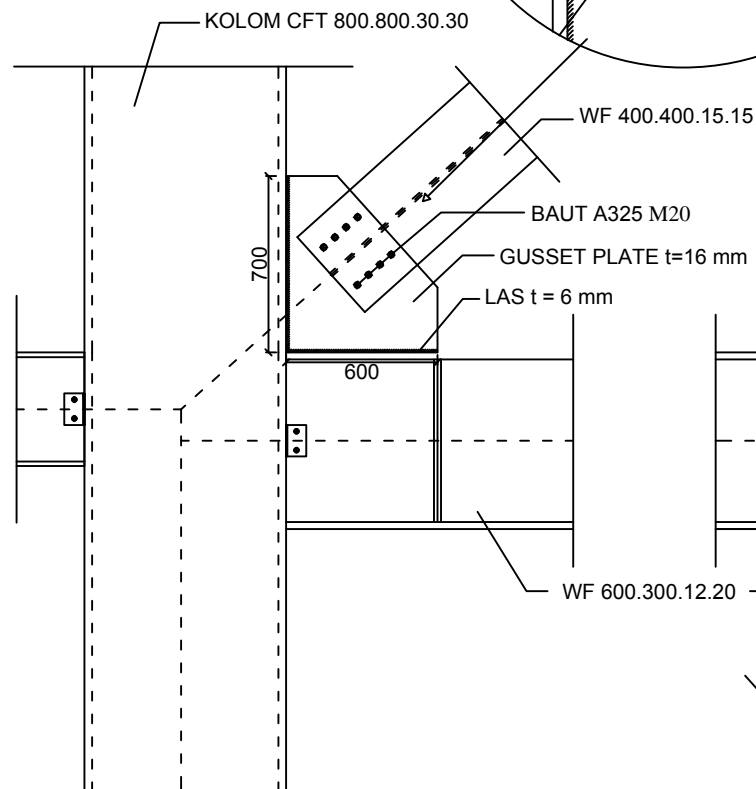
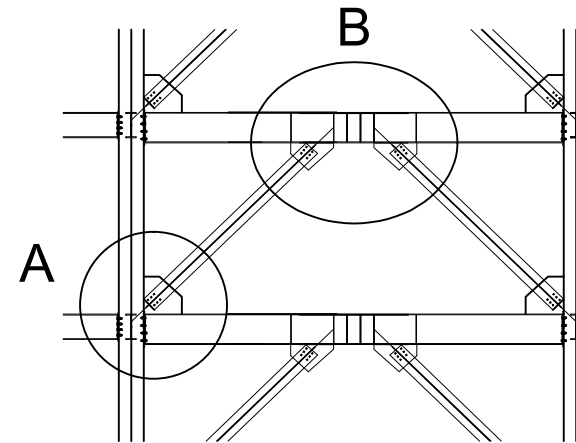
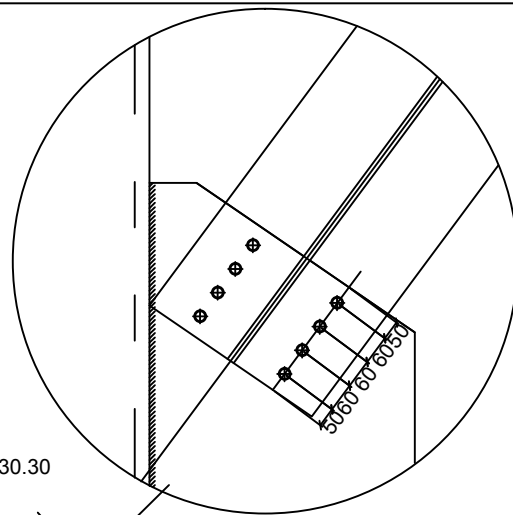
BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

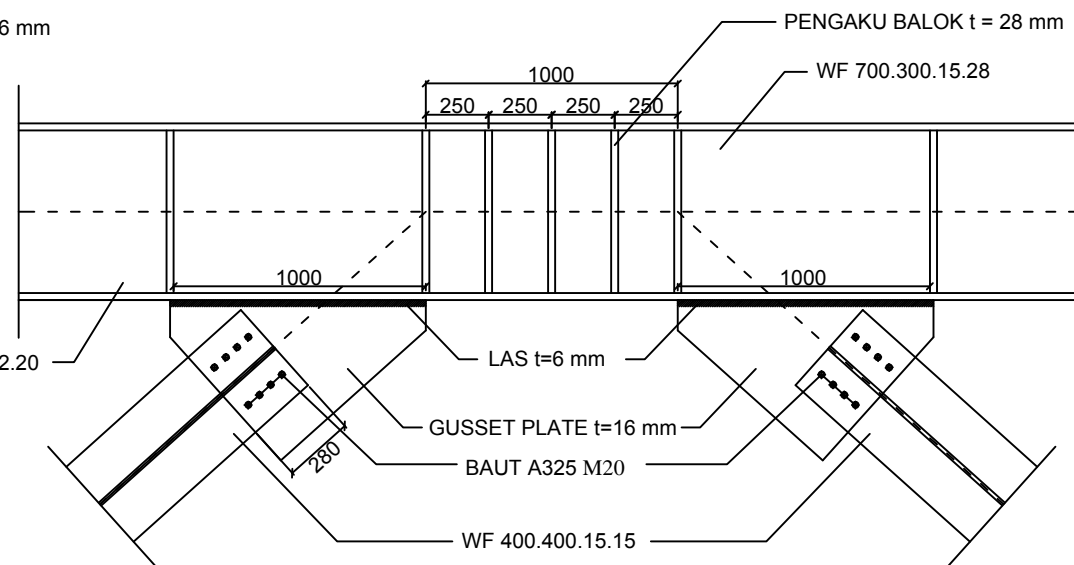
SAMBUNGAN BRESING
ARAH Y

KETERANGAN

SKALA	KERTAS
1 : 30	A4
NO. GAMBAR	JML GAMBAR
18	22



 **DETAIL A**
SKALA 1:30



 **DETAIL B**
SKALA 1:30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BASEPLATE

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 20

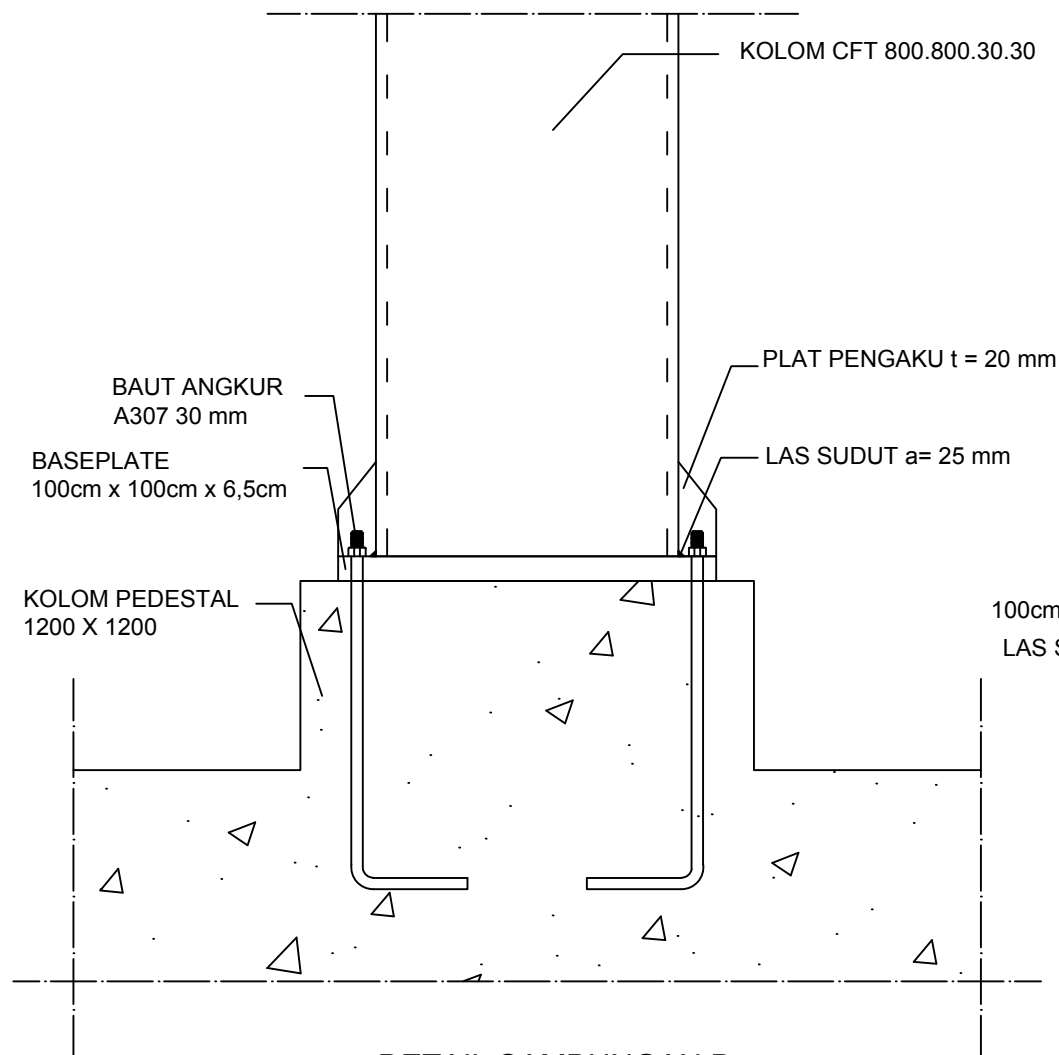
A4

NO. GAMBAR

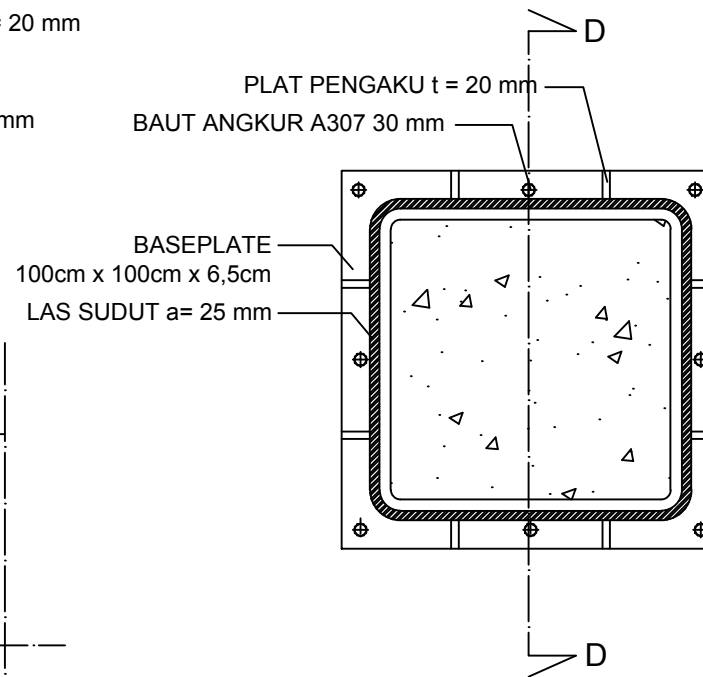
JML GAMBAR

19

22



DETAIL SAMBUNGAN D
SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BASEPLATE
SKALA 1 : 20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

DETAIL PONDASI
TIPE PC-6

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 50

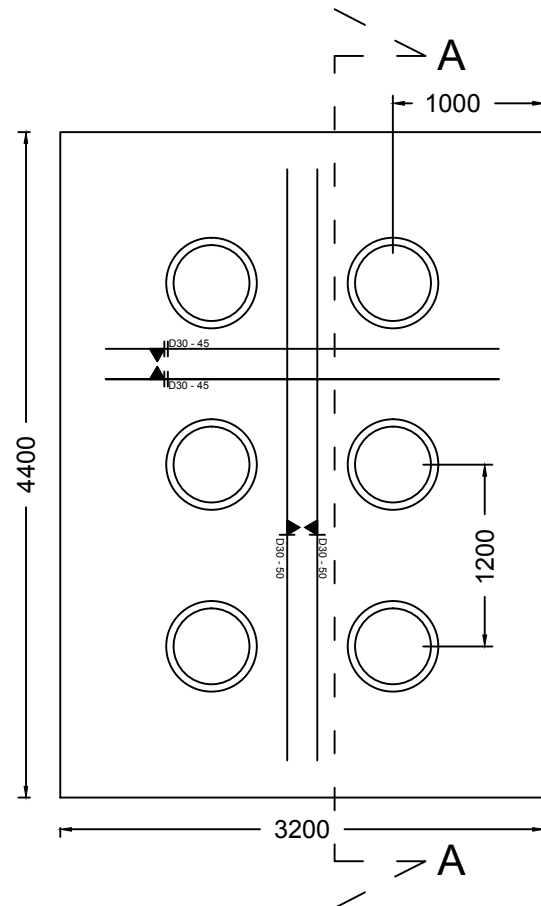
A4

NO. GAMBAR

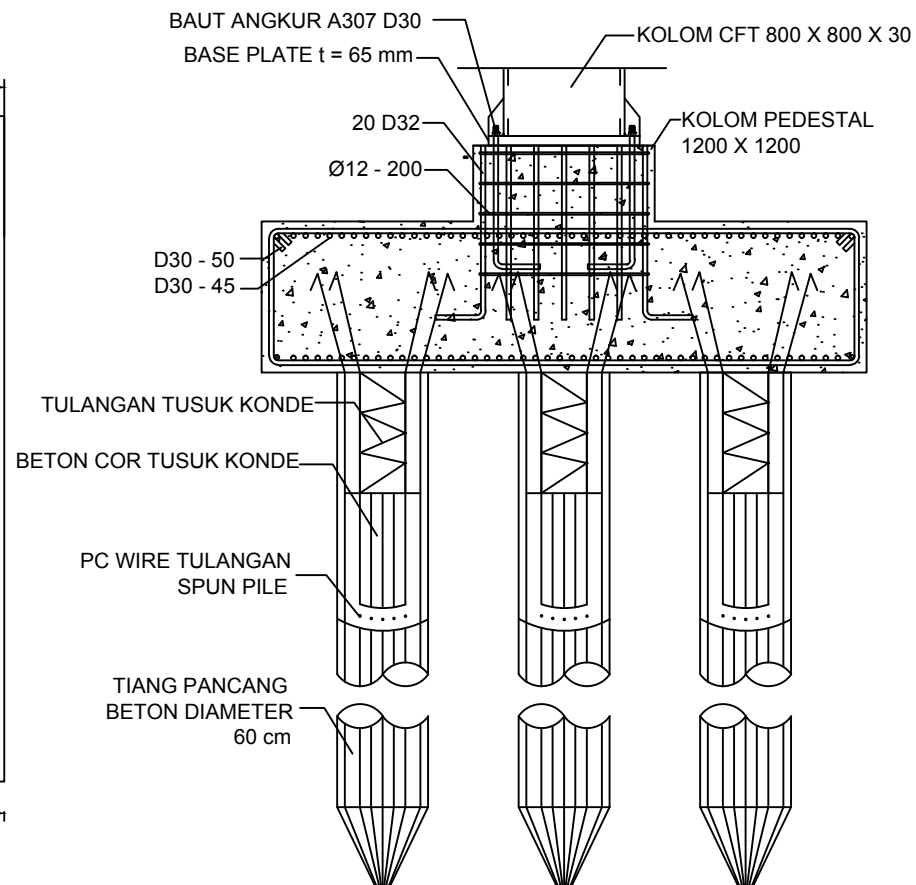
JML GAMBAR

20

22



DETAIL PONDASI TIPE PC6
SKALA 1:50



POTONGAN A-A
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

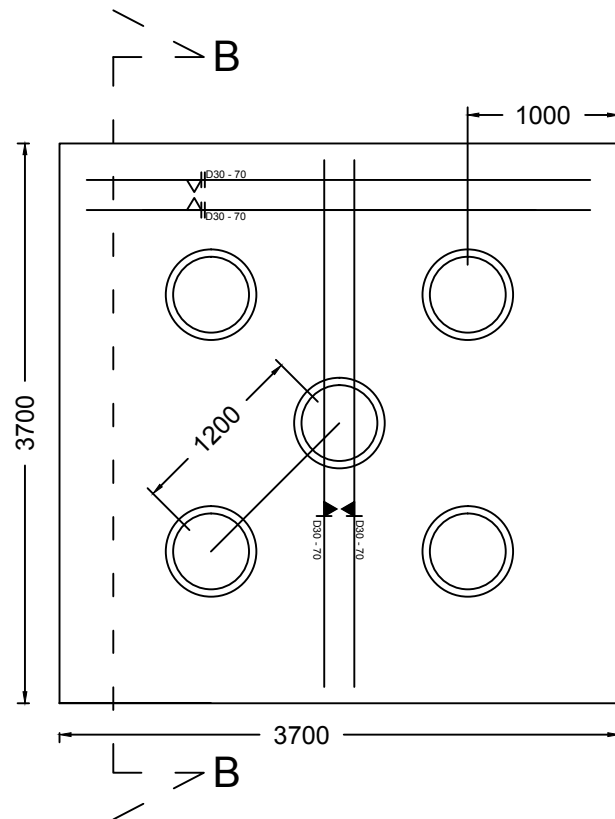
DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

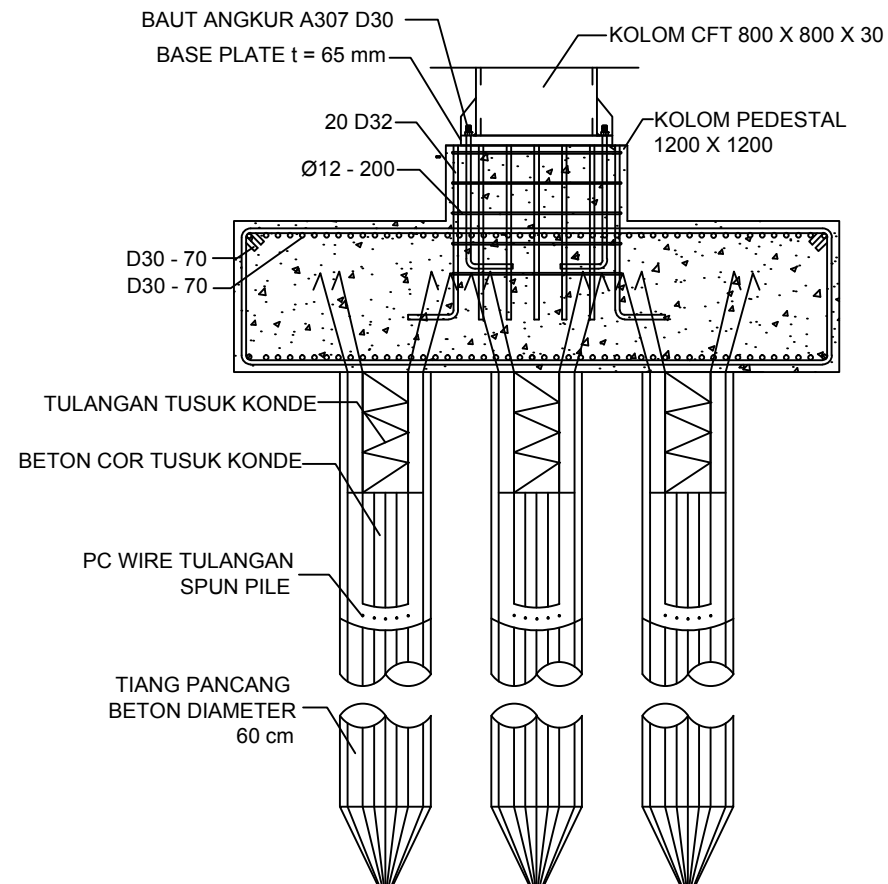
NAMA GAMBAR

DETAIL PONDASI
TIPE PC-5

KETERANGAN



 **DETAIL PONDASI TIPE PC5**
SKALA 1:50



 **POTONGAN B-B**
SKALA 1:50

SKALA	KERTAS
1 : 50	A4
NO. GAMBAR	JML GAMBAR
21	22



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGGUNAKAN
SISTEM STRUKTUR
RANGKA BAJA BERPENGAKU
EKSENTRIK (SRBE)

MAHASISWA

REZA NUROCHMAN
WIJAYANA
3112100043

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO
S.T., M.T., Ph.D.

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BASEPLATE

KETERANGAN

SKALA

KERTAS

1 : 20

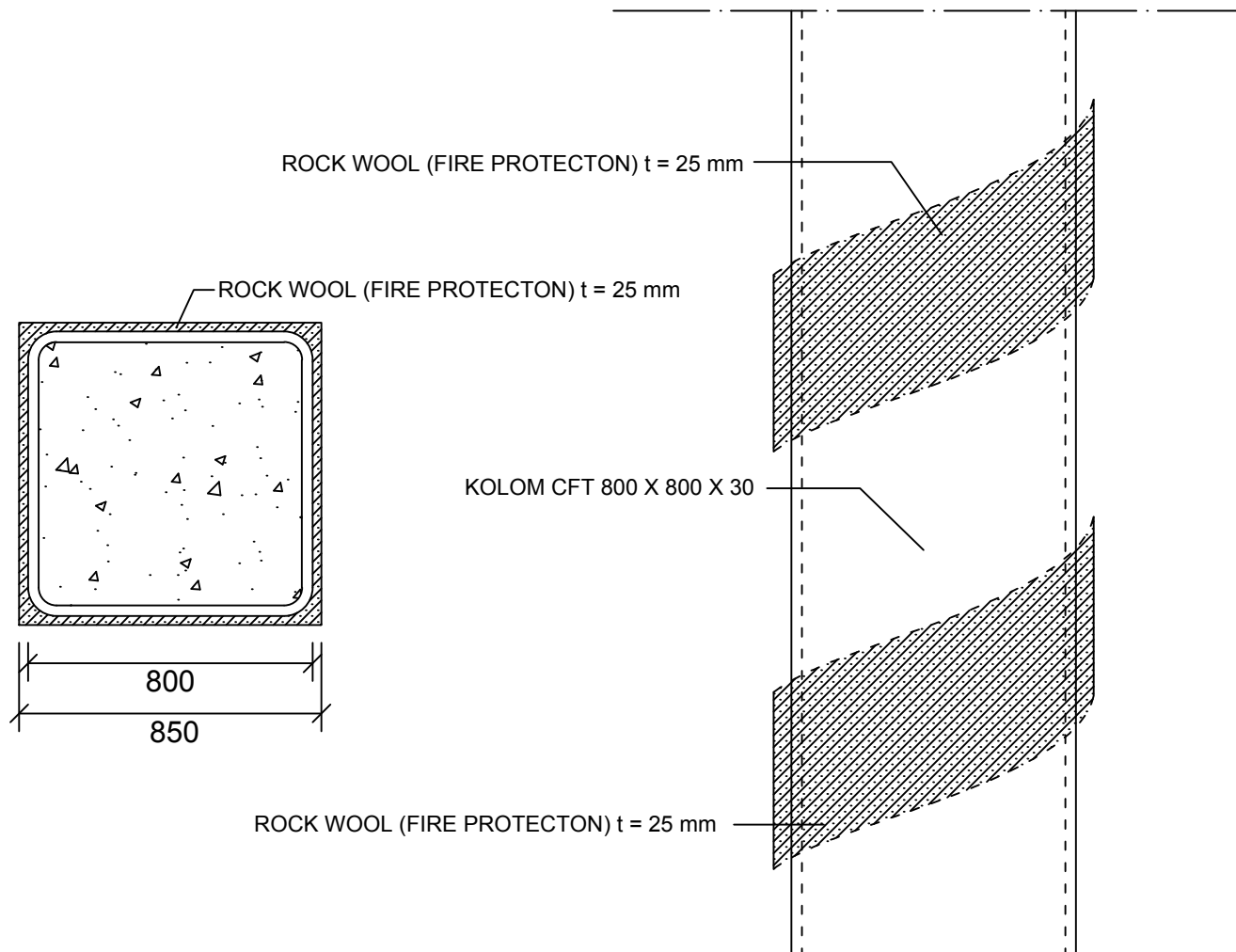
A4

NO. GAMBAR

JML GAMBAR

22

22



PROTEKSI KOLOM DENGAN ROCKWOLL

SKALA 1:20

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Fenomena gempa bumi sering terjadi di Indonesia. sebagai negara kepulauan Indonesia terletak di antara tiga lempeng tektonik besar yang aktif di dunia, yaitu lempeng Indo-Australia, Eurasia dan lempeng Pasifik, sehingga Indonesia memiliki tingkat aktivitas gempa bumi yang tinggi. Akibat gempa bumi antara lain runtuhnya gedung, likuifaksi, tanah longsor, tsunami dan bahaya sekunder (arus pendek, gas bocor yang menyebabkan kebakaran, dll) (BMKG, 2014).

Memperhatikan masalah-masalah yang berkaitan dengan gempa, yaitu runtuhnya struktur bangunan, dalam merancang suatu struktur bangunan merupakan hal yang penting, mengingat kerusakan yang timbul akibat gempa sangatlah besar. Manusia hanya bisa menyiapkan segala sesuatu untuk mengantisipasi bencana gempa. Salah satu yang dilakukan oleh ahli struktur dalam dunia konstruksi adalah perencanaan struktur tahan gempa. Tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa. Sehingga dalam merancang suatu bangunan tahan gempa harus mengutamakan keselamatan dan kenyamanan, dimana bahan dan sistem struktur merupakan suatu hal yang terpenting dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa (UBC, 1997).

Konstruksi baja merupakan salah satu alternatif yang dapat digunakan sebagai struktur tahan gempa, karena memiliki banyak keunggulan yang dapat dimanfaatkan pada konstruksi bangunan (Wancik, 2009). Beberapa keunggulan dari material baja, yaitu kekuatan tinggi, kemudahan pemasangan, keseragaman, dan duktilitas (Amon, Knobloch, dan Mazumder 2000). Salah satu sistem struktur yang mampu memikul beban gempa adalah sistem bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (SRBE). Struktur rangka baja berpengaku eksentrik (SRBE) diperkenalkan sejak tahun 1970-an dan terus

dilakukan kajian pengembangannya hingga sekarang ini. Penelitian awal yang dilakukan mengenai perilakunya dalam berbagai beban siklik dan monotonik telah dilakukan oleh Popov (1988), Hjelmstad (1984) dan Engelhardt (1992), mereka adalah pelopor awal tentang penelitian struktur rangka baja berperengaku eksentrik (SRBE/SRBE). SRBE merupakan suatu sistem struktur rangka baja tahan gempa yang mempunyai kekakuan elastik yang sangat baik (*excellent elastic stiffness*) dibawah pembebanan lateral, mempunyai daktilitas yang bagus (*good ductility*) dibawah beban gempa besar, kemampuan menyerap energi dan konsisten tanpa terjadi pengurangan kekakuan sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi (Ghobarah dan Ramadhan 1990-1991 dalam Musbar dkk 2015).

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur apartemen Bale Hinggil. Bangunan yang sebelumnya berada di kota Surabaya yang didesain menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi berada di kota Padang dengan menggunakan struktur baja sistem SRBE. Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban-beban yang bekerja di atasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar gedung ini dapat dibangun dan sanggup memikul beban-beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa yang tinggi.

Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan ini yaitu Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bagunan Gedung (SNI 03-1729-2015), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012), Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013), dan Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013).

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah memodifikasi struktur bangunan baja dengan sistem SRBE dan kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Bagaimana

perencanaan struktur kolom, balok, plat, link dan pondasi pada gedung Bale Hinggil merupakan topik dasar perencanaan Tugas Akhir ini.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan struktur baja apartemen Bale Hinggil dengan sistem SRBE dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku ?

1.2.2 Detail Permasalahan

Adapun detail permasalahan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

- 1 Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang profil baja ?
- 2 Beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan apartemen Bale Hinggil ?
- 3 Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga?
- 4 Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja ?
- 5 Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000 ?
- 6 Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur ?
- 7 Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi pondasi tiang pancang ?
- 8 Bagaimana menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar struktur ?

1.3 Tujuan

Tujuan utama dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1.3.1 Tujuan Utama

Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja apartemen Bale Hinggil dengan sistem SRBE dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.

1.3.2 Detail Tujuan

Adapun detail tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menentukan *preliminary design* penampang profil baja.
2. Menentukan beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan apartemen Bale Hinggil.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
4. Merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja.
5. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
6. Merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur.
7. Merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan *poer*.
8. Menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Tidak mempertimbangkan aspek estetika.
2. Tidak mempertimbangkan aspek ekonomi dan manajemen konstruksi.
3. Tidak membahas detail metode pelaksanaan di lapangan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari Tugas Akhir ini adalah :

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem SRBE di wilayah gempa kuat.
2. Menambah wawasan penulis tentang perencanaan gedung menggunakan sistem baja *Eccentrically Braced Frames* (SRBE).

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dewasa ini baja menjadi salah satu elemen penting dalam dunia konstruksi. Baja adalah logam campuran yang terdiri dari besi (Fe) dan karbon (C). Baja menjadi material yang dipilih dikarenakan karakteristik keruntuhan yang bersifat daktail, dimana daktail adalah suatu sifat yang mempengaruhi mekanisme keruntuhan pada material baja ketika struktur baja telah berada pada kondisi inelastis (plastisnya). Ketika mekanisme ini terjadi, baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

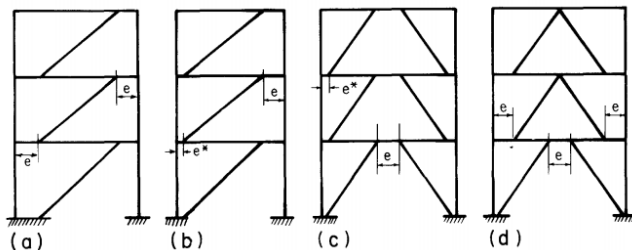
1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali.
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
3. Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Untuk mencapai kriteria tersebut, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklik (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki

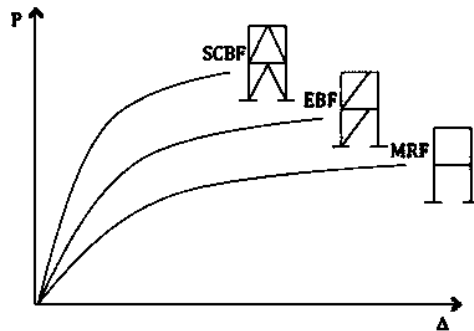
daktilitas yang memadai di daerah joint atau elemen struktur tahan gempa seperti *bresing*, *link*, atau dinding geser.

2.3 Struktur Rangka Baja Eksentrik

Eccentrically Braced Frames (SRBE) merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain *Concentrically Braced Frames* (CBF). SRBE mengkombinasikan banyak keuntungan dari tiap-tiap sistem kerangka konvensional, secara spesifik, SRBE memiliki elastisitas tinggi, respon inelastis stabil pada muatan lateral siklik, daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang besar (Bruneau 1998 dalam Husain dkk. 2011). Menurut (Mitsumasa dkk. 1996 dalam Musmar 2013), respon bangunan untuk gerakan gempa yang besar dapat dikontrol dengan meningkatkan energi disipasi yang disebabkan oleh deformasi plastik dari anggota disipasi energi yang dibangun menjadi sebuah struktur rangka. Karakteristik yang membedakan SRBE dengan desain struktur tahan gempa MRF dan CBF adalah adanya penghubung yang terdapat pada setidaknya salah satu ujung dari bracing yang disebut sebagai *link* (Gambar 2.1.). *Link* (e) merupakan bagian yang diisolasi antara segmen pengaku (*bracing*) dengan kolom.

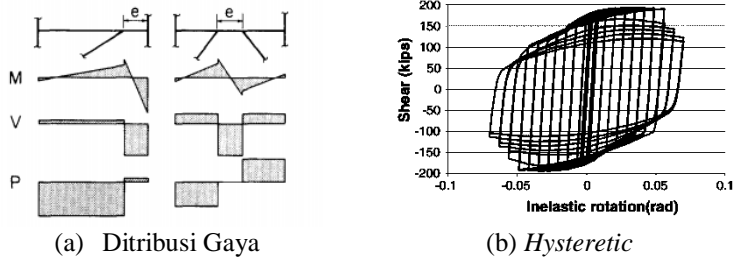


Gambar 2.1 Konfigurasi *Eccentrically Braced Frames*. (E. P. Popov, 1983)



Gambar 2.2 Perbandingan perilaku tiga sistem struktur baja penahan gempa. (Moestopo 2006 dalam Musbar dkk 2015)

Gedung – gedung yang sudah memakai sistem bracing ini antara lain : *John Hancock Center*, *Bank of China Tower*, *Alcoa Building*, dan *Tower California*. Konsep desain SRBE adalah sederhana yaitu membatasi aksi inelastis pada *link*, dan mendesain kerangka di sekitar *link* untuk mempertahankan tegangan maksimum yang dapat diberikan oleh *link*. Desain dengan menggunakan cara ini harus memastikan bahwa *link* bertindak sebagai sekering seismik *ductile* dan melindungi integritas dari kerangka seismik di sekitarnya (lihat Gambar 2.3. (a)). Pada pembebanan berulang (*cyclic*), terlihat kurva histeresis sistem SRBE stabil dan melingkar, indikatif dari banyak disipasi energi (lihat Gambar 2.3.(b)). Sehingga yang menjadi konsep utama dalam struktur SRBE adalah elemen *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang *link* tersebut. (Engelhardt dan Popov, 1988).

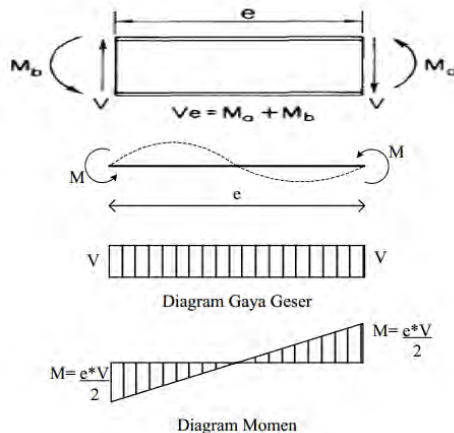


(a) Distribusi Gaya
Gambar 2.3 *Eccentrically Braced Frames* (SRBE). (Engelhardt dan Popov 1988)

Pada sistem struktur SRBE, kekakuan lateral merupakan fungsi dari perbandingan antara panjang *link* (e) dengan panjang elemen balok (L). Jika panjang elemen *link* lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur CBF dan jika panjang *link* lebih panjang, maka kekakuan struktur portal SRBE mendekati kekakuan struktur *Momen Resisting Frames* (MRF). Pada struktur SRBE, elemen struktur diluar *link* direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan bagian *link* direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastis pada saat terjadi beban lateral (gempa).

2.4 Elemen *Link*

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6.d.t_w.F_y$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x.F_y$, dan *link* leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan *buckling* terjadi pada web (Yurisman, 2010).

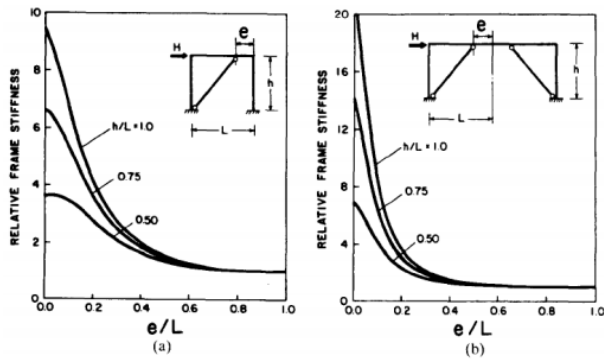


Gambar 2.4 Gaya yang bekerja pada *link*. (Popov dan Engelhart, 1988)

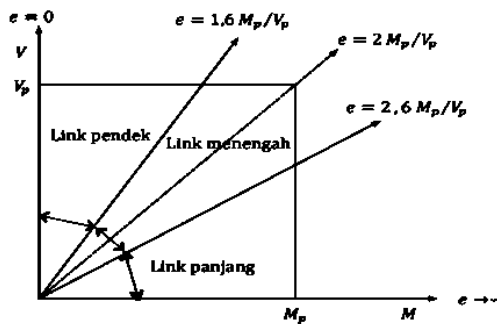
Sesuai dengan fungsinya sebagai sekering (*fuse*) yang mendisipasikan energi lewat mekanisme sendi plastik (*fully plastic hinge mechanism*) maka *link* tidak boleh mengalami tekuk elastik dan tekuk inelastik (*partially plastic buckling*) sebelum kapasitas rotasi sendi plastik yang disyaratkan dalam peraturan tercapai. Oleh karena itu dalam pemilihan penampang *link* yang akan dipakai sesuai dengan modulus elastisitas (E) dan mutu baja yang dipakai (f_y) telah ditetapkan batasan kelangsingan yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

2.5 Pengaruh Panjang *Link*

Link merupakan elemen kritis yang berpengaruh terhadap perilaku inelastik pada desain SRBE. Perilaku inelastik pada *link* dipengaruhi oleh panjangnya. Mekanisme kelelahan *link*, kapasitas energi disipasi dan mode kegagalan sangat erat hubungannya dengan faktor panjang dari *link*. Semakin pendek *link* geser, yang *frame* mengakibatkan pengurangan yang besar dari disipasi energi (Musmar, 2013) .



Gambar 2.5 Variasi kekakuan elastis terhadap variasi e/L pada dua konfigurasi SRBE. (Engelhart dan Popov 1988)



Gambar 2.6 Klasifikasi *link* berdasarkan ukuran panjang *link*. (Bruneau dkk. 2011 dalam Musbar dkk 2015)

Kekakuan *link* juga sangat dipengaruhi oleh faktor panjang *link*. *Link* panjang memiliki kekakuan yang lebih rendah dari *link* pendek. Gambar 2.5. (a) dan (b) memperlihatkan bahwa *link* dengan rasio $e/L = 0$ memiliki kekakuan yang tinggi sesuai dengan konsep desain CBF, sedangkan *link* dengan rasio $e/L = 1$ memiliki kekakuan elastis yang rendah sesuai dengan konsep desain MRF. Agar kekakuan dan deformasi inelastik *link* tidak berlebihan, maka panjang *link* harus dibatasi (Engelhart dan Popov, 1988).

Kapasitas rotasi dan penempatan pengaku antara (*intermediate stiffeners*) pada *link* juga tergantung pada panjang.

Untuk *link* yang lebih panjang, momen ujung mencapai M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada *link* panjang dikarenakan deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya *buckling* pada sayap (*flens*), *compression buckling* pada badan (*web*) dan/atau lateral torsional *buckling*. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung *link* maka besar kemungkinan terjadinya *fracture* pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (*the ultimate failure mode*).

2.6 *Steel Floor Deck*

Steel Floor Deck yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkekuatan tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.

2.7 Sambungan

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks. Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah

keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau rigid / kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup rigid untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar- benar kaku / rigid sempurna atau fleksibel sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:

1. *Simple connection* (sambungan sendi)
 - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
 - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung.
 - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
 - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja
2. *Semi- rigid connetion* (antara simple dan rigid)
 - Sambunga tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
 - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
 - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan
3. *Rigid Connection*

Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen- elemen yang disambung.

2.8 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*).

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi Telapak

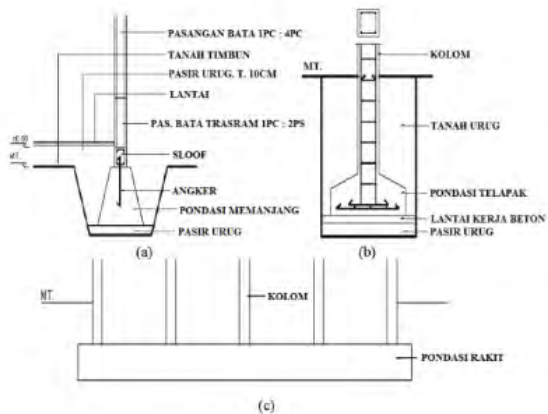
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

b. Pondasi Memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.

c. Pondasi Rakit (*Raft Foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya.



Gambar 2.7 Jenis Pondasi Dangkal

2. Pondasi dalam

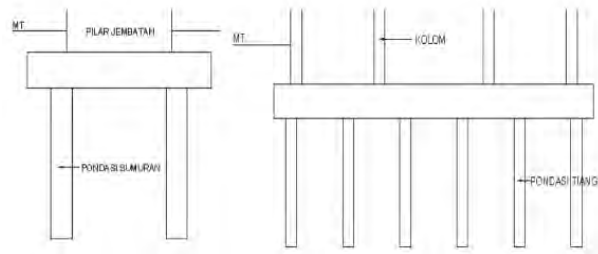
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

a. Pondasi Sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.

b. Pondasi Tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran.



Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dalam

BAB IX

PENUTUP

9.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
 - a. Plat lantai menggunakan bondek *Super Floor Deck* $t = 0,75$ mm, dengan tebal plat beton :
 - Lantai atap $t = 90$ mm
 - Lantai apartemen $t = 90$ mm
 - b. Balok anak
 - Lantai atap WF $250 \times 175 \times 7 \times 11$
 - Lantai apartemen WF $300 \times 200 \times 9 \times 14$
 - c. Balok tangga :
 - Pengaku anak tangga L $65 \times 65 \times 8$
 - Bordes WF $100 \times 50 \times 5 \times 7$
 - Utama WF $250 \times 125 \times 5 \times 8$
 - Penumpu WF $250 \times 125 \times 5 \times 8$
 - d. Balok lift
 - Penumpu WF $300 \times 200 \times 9 \times 14$
2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
 - a. Balok induk :
 - Lantai 1-5 WF $450 \times 300 \times 11 \times 18$
 - Lantai 6-10 WF $450 \times 300 \times 10 \times 15$
 - Lantai 11-4 WF $400 \times 300 \times 10 \times 16$
 - Atap WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$
 - b. Balok *link* :
 - Melintang WF $700 \times 300 \times 15 \times 28$
 - Memanjang WF $600 \times 300 \times 12 \times 20$
 - c. Kolom apartemen :
 - Lantai 1-5 Komposit CFT $800 \times 800 \times 30$
 - Lantai 6-10 Komposit CFT $750 \times 750 \times 30$
 - Lantai 11-15 Komposit CFT $700 \times 700 \times 30$

- c. Panjang *link* arah :
 - Melintang 100cm dengan pengaku sejarak 20 cm
 - Memanjang 100 cm dengan pengaku sejarak 20 cm
- d. Bresing arah :
 - Melintang WF $400 \times 400 \times 15 \times 15$
 - Memanjang WF $400 \times 400 \times 15 \times 15$
- 3. Permodelan analisis struktur menggunakan program bantu SAP2000 v14, dengan 4 kontrol desain
 - a. Kontrol partisipasi massa
 - b. Kontrol periode getar struktur
 - c. Kontrol nilai akhir respon spectrum
 - d. Kontrol batas simpangan (*drift*)
- 4. Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output SAP2000. Dalam perencanaan ini, sambungna yang digunakan adalah sambungan las dan baut.
- 5. Hasil perhitungan struktur bawah :
 - a. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. WIKA Beton dengan $D = 60$ cm (tipe A1) dengan kedalaman 30 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
 - b. Dimensi *poer* tipe PC-6 direncanakan $3,2\text{m} \times 4,4\text{m} \times 1\text{m}$, dengan tulangan lentur arah X D30–50 mm dan tulangan lentur arah Y D30–45 mm.
 - c. Dimensi *poer* tipe PC-5 direncanakan $3,7\text{m} \times 3,7\text{m} \times 1\text{m}$, dengan tulangan lentur arah X D30–70 mm dan tulangan lentur arah Y D30–70 mm.
 - d. Dimensi kolom pedestal direncanakan $1200 \text{ mm} \times 1200 \text{ mm}$, dengan tulangan utama 20D32 dan tulangan geser $\emptyset 12 - 300$.
- 6. Hasil dari perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran gambar berupa gambar teknik.

9.2. Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur bresing eksentrik lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. “Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)”. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Musbar. 2015. “Analisis Numerik Link Panjang dengan Penambahan Pelat Sayap Tepi terhadap Peningkatan Kinerja Struktur Rangka Baja Berpengaku Eksentrik”. Program Doktor Bidang Keahlian Rekayasa Struktur, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan. Institut Teknologi Bandung.
- Nidiasari. 2010. “Kajian Numerik Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris”. Tesis Magister Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur. Institut Teknologi Bandung.
- Popov, Egor P., Kazuhiko Kasai, and Michael D.Engelhardt. 1986. “Advances In Design of Eccentrically Braced Frames”. Structural Steel Conference, Auckland.
- Popov, E.P. 1983. “Recent Research on Eccentrically Braced Frames”. Journal of Engineering Structures. 5(1). pp. 3-9.
- Popov, Egor P., Engelhardt, Michael D. 1988. “Seismic Eccentrically Braced Frames”. Journal Construction Steel Research 10. P.321-354.
- Simatupang, Alfredo. 2015. “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kampus UNESA Menggunakan

Baja Sistem Eccentrically Braced Frames (SRBE)". Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Standard Nasional Indonesia. 2012. "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 03-1726-2012". Badan Standarisasi Nasional.

Standard Nasional Indonesia. 2015. "Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktual SNI 03-1729-2015". Badan Standarisasi Nasional.

Standard Nasional Indonesia. 2013. "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2013". Badan Standarisasi Nasional.

Standard Nasional Indonesia. 2013. "Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain SNI 03-1727-2013". Badan Standarisasi Nasional.

Yurisman, Budiono, B., Mustopo, M., Suarjana, M., 2010. "Behaviour of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffeners Braced Frame (SRBE) of Steel Structure". ITB Journal of Engineering Science (International Journal) Vol.42 No.2 November 2010. The Institute for Research and Community Service. Institut Teknologi Bandung.

Yurisman. 2010. "Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (SRBE)". Disertasi Doktoral Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.

Biodata Penulis



Reza Nurochman Wijayana

lahir di kabupaten Magetan pada tanggal 18 Mei 1994, merupakan anak terakhir dari dua bersaudara dari pasangan Bapak Setiyono dan Ibu Sri Wijayati.

Penulis mulai menempuh pendidikan formal di TK Kartika VII Magetan dan lulus pada tahun 2000, SDN 1 Magetan dan lulus pada tahun 2006, SMPN 1 Magetan dan lulus pada tahun 2009, serta SMAN 1 Magetan dan lulus pada tahun 2012. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS Surabaya angkatan 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112100043. Penulis juga aktif di berbagai organisasi dan kegiatan saat masa perkuliahannya. Beberapa organisasi yang sempat ditekuni penulis yaitu Staf BPU JMMI (2013-2014), Staf Seni dan Olahraga HMS (2013-2014), Kepala Departemen Internal LDJ Al – Hadiid (2014-2015), dan Ketua UKM Tenis Lapangan ITS (2014-2015).

Email : reza.active1@gmail.com